

ESTUDO DE LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA E CÍCLICA DE UM SILTE COM RECURSO A ENSAIOS TRIAXIAIS COM BENDER ELEMENTS

JOANA MARQUES SARAIVA DE ALMEIDA E SILVA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

JULHO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2009/2010 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respectivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais

– Poderia me dizer, por favor, qual o caminho que eu devo seguir?

– Isso depende muito de onde você deseja chegar.

Lewis Carroll

AGRADECIMENTOS

Gostaria de exprimir o meu agradecimento a todos aqueles que me acompanharam, apoiaram e reconfortaram ao longo da elaboração deste trabalho, em especial:

Ao Professor António Viana da Fonseca, pelo entusiasmo transmitido no decorrer do trabalho, pela dedicação, disponibilidade e apoio demonstrados, e pelo voto de confiança depositado em mim ao oferecer-me a oportunidade de realizar uma tese baseada em trabalhos laboratoriais.

A toda a equipa do Laboratório de Geotecnia que me acompanhou e colaborou na elaboração deste trabalho, Sr. Armando Pinto, Cláudia, Daniela e Filipe pelos ensinamentos, ajuda e paciência, e aos companheiros de trabalho Miguel, Mário e Clement, que tornaram um trabalho por norma solitário em momentos divertidos e descontraídos mesmo quando me encontrava mais desanimada.

Ao Zé Rocha, pela disponibilidade e ajuda na realização de ensaios e pelos elementos de apoio fornecidos.

À minha Mãe, ao meu Pai e à minha irmã, pelo apoio, incentivo e compreensão demonstrados tanto no decorrer deste trabalho como ao longo do restante percurso académico.

A todos aqueles que me acompanharam ao longo destes cinco anos e aos amigos de sempre, pelo companheirismo, amizade e boa disposição, que fizeram, sem dúvida, deste período uma das melhores fases da minha vida.

A todos vós, o meu sincero muito obrigado!

RESUMO

Neste trabalho estudou-se a susceptibilidade ao fenómeno de liquefacção de um material inerte de granulometria siltosa semelhante à de resíduos de minas dispostos em barragens, por instabilidade de fluxo e rotura por perda de confinamento efectivo. Também se estudou eventuais fenómenos indutores de mobilidade cíclica e a sensibilidade destes materiais com estas características.

Este estudo veio complementar um trabalho anterior já efectuado sob o mesmo material, por Jucélia Bedin, doutoranda na Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, que desenvolveu o seu trabalho experimental na FEUP.

Esta avaliação complementar a esse estudo foi efectuada no Laboratório de Geotecnia da FEUP com recurso a ensaios triaxiais estáticos e cíclicos não drenados, precedendo-se uma cuidadosa definição dos índices de vazios de referência em relação a linhas de compressibilidade volumétrica isotrópica, unidireccional e de estados críticos, tanto em volume constante como em tensão efectiva constante. Utilizando resultados prévios de ensaios sob amostras com o método *moist tamping*, em índices de vazios distintos, para os quais há níveis de sensibilidade distintos, variou-se o estado de tensão nas zonas de risco para se obter as condições limites de estabilidade. Estas condições foram aferidas pelos registos sequenciais dos valores das velocidades de ondas sísmicas.

O avanço nas pesquisas relativas à disposição de resíduos provenientes das indústrias mineiras poderá evitar a ocorrência de rotura de barragens de resíduos, o que, caso aconteça, origina desastres ambientais com grande impacto.

PALAVRAS-CHAVE: Resíduos siltosos; Risco de liquefacção monotónica ou de fluxo; Mobilidade cíclica; Ondas sísmicas.

ABSTRACT

The central objective of this work is to study the liquefaction susceptibility of an inert material of similar grain size of mining waste, mainly composed of silt. This waste is usually placed in dams that sometimes collapse due to flow liquefaction, a subject that has already been studied in previous works and has been incorporated in this one. Additionally, eventual cyclic mobility phenomena were also studied based on the material sensitivity.

This work is a complement to a previous study carried out by Ph.D Jucélia Bedin from Universidade Federal do Rio Grande do Sul (Brazil), who developed her experimental work at Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

This additional assessment has been carried out in LabGeo, with both drained and non drained static and cyclic triaxial tests, followed by a careful study of the reference void ratio related with the isotropic compressibility line and critical state line. Using results of prior tests on samples built with the moist tamping technique, the stress state was varied to obtain different risk zones so that the limit stability conditions were obtained. These conditions were measured with the help of some sequential register of seismic wave velocities induced in the samples.

The advance of the researches related with the deposit of the mine wastes in dams can avoid the collapse of these structures and prevent possible big environmental disasters with huge impact.

KEYWORDS: Silty wastes; Flow liquefaction risk; cyclic mobility; seismic waves.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJECTIVOS	1
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	2
2. ESTADO DA ARTE	3
2.1. SISMICIDADE	3
2.1.1. O FENÓMENO	2
2.1.2. REGISTO HISTÓRICO	8
2.2. GEOFÍSICA	10
2.2.1. MÉTODOS SÍSMICOS	10
2.2.1.1. Sísmica de refacção	10
2.2.1.2. Sísmica de reflexão	11
2.3. ROTURA POR LIQUEFACÇÃO	12
2.3.1. LIQUEFACÇÃO ESTÁTICA	13
2.3.2. LIQUEFACÇÃO CÍCLICA	14
2.4. MATERIAL POTENCIALMENTE SUJEITO A LIQUEFAZER	16
2.4.1. COMPOSIÇÃO E FORMA DO MATERIAL	17
2.4.2. LOCALIZAÇÃO DO NÍVEL FREÁTICO	18
2.4.3. ESTADO DO MATERIAL	18
2.4.4. AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO ATRAVÉS DE ONDAS SÍSMICAS	21
3. CASO DE ESTUDO	33
3.1. DESCRIÇÃO DO CASO	33
3.2. MATERIAL	35
4. PROGRAMA EXPERIMENTAL	43

4.1. EQUIPAMENTO	43
4.1.1. CÂMARA TRIAXIAL	43
4.1.2. PRENSA CÍCLICA	45
4.1.3. BOMBAS AUTOMÁTICAS DE PRESSÃO E VOLUME	45
4.1.4. SISTEMA DE EMISSÃO, LEITURA E REGISTO DE ONDAS SÍSMICAS	46
4.2. INSTRUMENTAÇÃO	48
4.2.1. LVDT – INSTRUMENTO DE MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS EXTERNOS	48
4.2.2. HALL-EFFECTS – TRANSDUTORES INTERNOS DE MEDIÇÃO DE DEFORMAÇÃO	48
4.2.3. BENDER/EXTENDER ELEMENTS – TRANSDUTORES PIEZOELÉCTRICOS	49
4.3. PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS	51
4.4. ENSAIOS TRIAXIAIS	52
4.4.1. PERCOLAÇÃO	52
4.4.2. SATURAÇÃO	52
4.4.3. CONSOLIDAÇÃO	53
4.4.4. CORTE	53
4.4.4.1. Corte triaxial estático	53
4.4.4.2. Corte triaxial cíclico	54
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	57
5.1. ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÓNICOS	57
5.1.1. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS	57
5.1.2. APRESENTAÇÃO DOS ENSAIOS MONOTÓNICOS REALIZADOS	59
5.1.3. AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE DE LIQUEFAÇÃO ATRAVÉS DA ANÁLISE DE VELOCIDADES DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS NO MEIO	70
5.1.4 AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE DE LIQUEFAÇÃO ATRAVÉS DA ANÁLISE DE VELOCIDADES DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS NO MEIO	70
5.2. ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS	73
5.2.1. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS	73
5.2.2. ANÁLISE GRÁFICA DOS RESULTADOS	77
5.2.3. REGISTO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DAS ONDAS S NOS ENSAIOS CÍCLICOS	83
5.3. ENSAIOS COM CIMENTO	86
5.3.1. OBJECTIVOS	86
5.3.2. ENSAIOS MONOTÓNICOS	86
5.3.3. REGISTO DE TEMPO DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS NO ENSAIO MONOTÓNICO	88

5.3.4. ENSAIOS CÍCLICOS	90
5.4. ENSAIOS NÃO CONCLUÍDOS	93
5.4.1. ENSAIOS MONOTÓNICOS	93
5.4.2. ENSAIOS CÍCLICOS	93
 6. CONCLUSÕES	 95
 7. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	 97
 BIBLIOGRAFIA	 99

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 - Esquema de interacção das placas terrestres (U.S. Geological Survey, 2010)	4
Fig. 2.2 - Localização dos epicentros dos sismos ocorridos entre 1963 e 1998 (NASA, 2009).	4
Fig. 2.3 - Esquema da teoria do ressalto elástico.	5
Fig. 2.4 - Esquema de propagação de ondas longitudinais.	5
Fig. 2.5 - Esquema de propagação de ondas de corte.	6
Fig. 2.6 - Esquema de propagação de ondas Love.....	7
Fig. 2.7 - Esquema de propagação de ondas de Rayleigh.	7
Fig. 2.8 - Registo de chegada de ondas durante um evento sísmico.	8
Fig. 2.9 - Danos provocados pelo sismo de 1960 no Chile.....	9
Fig. 2.10 - Estragos provocados pelo sismo de Kobe de 1995.....	9
Fig. 2.11 - Exemplo de registo de chegada de ondas refractadas (LNEC, 2010).....	11
Fig. 2.12 - Exemplo de resultado de perfis geológicos através da sísmica de refração (LNEC, 2010).	11
Fig. 2.13 - Exemplo de registo de ondas reflexão (LNEC, 2010).....	12
Fig. 2.14 - Esquema simplificado de Ishihara para explicar o fenómeno de liquefacção de solos: a) estado inicial; b) durante a liquefacção; c) após liquefacção. (Matos Fernandes, 2006) 13	13
Fig. 2.15- Cedência de uma barragem de resíduos do ouro devida à liquefacção estática em Merriespruit, África do Sul, Fevereiro de 2004 (Bedin, 2010).....	14
Fig. 2.16 - Forças aplicadas durante um evento sísmico (adaptado de Foti, 2009).	15
Fig. 2.17 - Erupções de areia (sand boils), Niigata, Japão, 1964. (College of Engineering, University of Washington, 2010).	15
Fig. 2.18 - Resultados dos ensaios triaxiais não drenados realizados em areias saturadas (adaptado de Castro e Poulos, 1977)	16
Fig. 2.19 - Faixas limite de distribuição granulométrica com potencial para desenvolver liquefacção (adaptado de Tsuchida, 1970 por Bedin, 2010).....	17
Fig. 2.20 - Faixa granulométrica de resíduos (Ishihara et al., 1980).....	18
Fig. 2.21 - Comparação entre o comportamento de uma amostra solta e densa.....	19
Fig. 2.21 - Linha de índice de vazios crítico (Casagrande, 1936).	20
Fig. 2.22 - Comportamento dos ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969) (adaptado de Bedin, 2010).....	20
Fig. 2.23 – Relação entre o valor $(N_1)_{60}$ e CSR para sismos com uma magnitude de 7,5 na escala de Richter (Seed et al., 1975, Kramer, 1996).	24
Fig. 2.24 - Linhas da relação entre CRR e V_{s1} (Andrus e Stokoe, 1997, Youd et al., 2000).	26
Fig. 2.25 - Relação entre V_{s1} e CRR ou CSR (Andrus e Stokoe, 2000).	27

Fig. 2.26 - Definição da distância percorrida pelas ondas num provete (adaptado de Ferreira, 2003)	28
Fig. 2.28 27 - Exemplo de registo de tempo de chegada de ondas P em WaveStar	29
Fig. 2.29 - Exemplo de registo de tempo de chegada de ondas S em WaveStar.....	31
Fig. 3.1 - Esquema do processo Bayer (Bedin, 2010)	33
Fig. 3.2 - Reservatório de lama vermelha na Ilha de São Luís - Maranhão, Brasil (Bedin, 2010)	34
Fig. 3.3 - Rotura por liquefacção na barragem de Merriespruit, África do Sul, Fevereiro de 1994 (Bedin, 2010).	35
Fig. 3.4 - Vista aérea da rotura da barragem de Merriespruit (Bedin, 2010)	35
Fig. 3.5 - Curva granulométrica do material inerte e do resíduo de ouro (Bedin, 2010).	36
Fig. 3.6 – a) Análise do material, realizada no Laboratório de Geotecnia da FEUP; b) curva granulométrica do material inerte determinada no LabGEO comparada com a curva definida por Tsuchida para os limites de distribuição granulométrica com potencial para desenvolver liquefacção	37
Fig. 3.7 - Resultado dos ensaios de compressão (adaptado de Gauer, 2009 por Bedin, 2010).	38
Fig. 3.8 - Relação tensão-deformação e pressão neutra para tensões de confinamento inferiores a 50 kPa nos ensaios triaxiais não drenados (Bedin, 2010)	39
Fig. 3.9 - Relação tensão-deformação e pressão neutra para tensões de confinamento superiores a 100 kPa nos ensaios triaxiais não drenados (Bedin, 2010)	39
Fig. 3.10 - Relação tensão-deformação e variação volumétrica em ensaios triaxiais drenados (Bedin, 2010).	40
Fig. 3.11 - Determinação da linha de estado crítico no material inerte (Bedin, 2010).....	41
Fig. 3.12 - Representação da mudança de comportamento da linha dos estados críticos em materiais siltosos (Bedin, 2010).	42
Fig. 4.1 - Pormenor de câmara triaxial (adaptado de Matos Fernandes, 2006).....	44
Fig. 4.2 - Controlador de pressão (GDS Instruments, 2009)	45
Fig. 4.3 - Diagrama de controlo (GDS Instruments, 2009)	46
Fig. 4.4 - Gerador de funções TTI TG1010®.	46
Fig. 4.5 - Amplificadores de sinal UWA, Perth, Austrália.....	47
Fig. 4.6 – Osciloscópio Tektronix TDS220 ®.	47
Fig. 4.7 - Esquema de ligação entre os elementos referidos e o sistema bender/extender elements (Adaptado de Fonseca, 2009)	47
Fig. 4.8 - Calibração dos transdutores internos de medição de deformação no LabGeo da FEUP ..	49
Fig. 4.9 - Aspecto de um bender/extender element.....	49
Fig. 4.10 - Elementos piezoelétricos em repouso e sob tensão (Dyvik e Madshus, 1985, adaptado por Ferreira, 2003).....	50
Fig. 4.11 - Esquema de funcionamento de um bender element (Ferreira, 2003).....	50

Fig. 4.12 - Esquema de funcionamento de um extender element (Ferreira, 2003)	51
Fig. 5.1 - Ensaio monotónico com $\sigma'_{h0} = 50$ kPa ($K_0 = 1$) a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial.	60
Fig. 5.2 - Ensaio monotónico com $\sigma'_{h0} = 100$ kPa ($K_0 = 1$) a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial.	61
Fig. 5.3 - Ensaio monotónico com $\sigma'_{h0} = 20$ kPa ($K_0 = 1$) a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial	62
Fig. 5.4 - a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial nos três ensaios	63
Fig. 5.5 - Relação entre q e p' nos ensaios não drenados em condições de carregamento vertical monotónico	64
Fig. 5.6 - Relação entre q e p' nos ensaios não drenados obtidos neste estudo e por Bedin (2010).	65
Fig. 5.7 – Determinação da linha de estado crítico.	65
Fig. 5.8 – Linhas de estados críticos determinados a partir dos ensaios E4, E5 e E8 e Bedin (2010)	66
Fig. 5.9 - Ensaio monotónico drenado com $\sigma'_{h0} = 20$ kPa ($K_0 = 1$) a) Relação entre a deformação axial ϵ_a e a tensão de desvio q ; b) Relação entre o excesso de pressão neutra gerado e a deformação axial; c) Relação entre a deformação volumétrica e a deformação.....	67
Fig. 5.10 - Ensaio monotónico drenado com $\sigma'_{h0} = 400$ kPa ($K_0 = 1$) a) Relação entre a deformação axial ϵ_a e a tensão de desvio q ; b) Relação entre o excesso de pressão neutra gerado e a deformação axial; c) Relação entre a deformação volumétrica e a deformação axial	68
Fig. 5.11 – Linha dos estados críticos em ensaios triaxiais drenados e não drenados	69
Fig. 5.12 – Variação do índice de vazios e da tensão efectiva média de confinamento ao longo da fase de corte.....	70
Fig. 5.13 - Registo de chegada de ondas S ao longo do corte no ensaio E4.	71
Fig. 5.14 - Relação entre a velocidade de propagação das ondas S e a deformação axial em fase de corte.....	71
Fig. 5.15 - Relação entre dados obtidos e valores de Bedin (2010)	72
Fig. 5.16 - Relação entre V_s^* e deformação axial com dados obtidos e valores de Bedin (2010).....	73
Fig. 5.17 – Ensaio cíclico com $\sigma'_{h0} = 200$ kPa ($K_0 = 0,5$) a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial	78
Fig. 5.18 – Ensaio cíclico com $\sigma'_{h0} = 100$ kPa ($K_0 = 0,5$) a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial	79

Fig. 5.19- Ensaio cíclico com $\sigma'_{h0} = 50$ kPa ($K_0 = 0,5$) a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial.....	80
Fig. 5.20 – Ensaio cíclico com $\sigma'_{h0} = 20$ kPa ($K_0 = 0,5$) a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial.....	81
Fig. 5.21 – Ensaio monotónico drenado com $\sigma'_{h0} = 20$ kPa (E10) em comparação com o ensaio na prensa cíclica C10 a) Comparação entre a tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Comparação entre a variação de volume e a deformação axial.....	82
Fig. 5.22 – Relação entre tensão de desvio q e tensão efectiva média de confinamento p' nos ensaios triaxiais cíclicos	83
Fig. 5.23 - Aspecto de uma amostra após ocorrência do fenómeno de liquefacção cíclica	83
Fig. 5.24 - Relação entre V_s1 e CRS, adaptado para ensaios triaxiais (Andrus e Stokoe, 2000)	85
Fig. 5.25 – Exemplo de uma curva possível que avalia o risco de liquefacção do material em estudo	86
Fig- 5.26 - Ensaio triaxial monotónico E9, com adição de 2% de cimento ($K_0 = 0,5$) a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra Δu e deformação axial ϵ_a	87
Fig. 5.27 - Aspecto no final da fase de corte da amostra E9 (cunha de rotura localizada, típica de materiais não colapsáveis)	87
Fig. 5.28 – Linha de estado crítico com e sem cimento	88
Fig. 5.29 - Tempos de chegada das ondas S ao longo do corte no ensaio E9.....	89
Fig. 5.30 - Relação entre V_s e deformação axial nos ensaios monotónicos com e sem cimento	89
Fig. 5.31 - Relação entre V_s^* e deformação axial nos ensaios monotónicos com e sem cimento.....	90
Fig. 5.32 – Ensaio cíclico com 2% de cimento e $\sigma'_{h0} = 50$ kPa a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra Δu e deformação axial ϵ_a no ensaio triaxial cíclico.....	91
Fig. 5.33– Ensaio cíclico com 1% de cimento e $\sigma'_{h0} = 50$ kPa a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra Δu e deformação axial ϵ_a	92

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 - Valores do factor correctivo c_r	22
Quadro 3.1 - Resultados de caracterização do material inerte (Bedin, 2010)	36
Quadro 2.2 - Resumo dos parâmetros comportamentais obtidos nos ensaios triaxiais (Bedin, 2010)	41
Quadro 5.1 - Condições iniciais obtidas para a realização dos ensaios triaxiais monotónicos	58
Quadro 3.2 - Avaliação do nível de saturação nos ensaios triaxiais monotónicos	59
Quadro 5.3 - Condições reais obtidas após a moldagem dos ensaios triaxiais cíclicos	74
Quadro 5.4 - Avaliação do nível de saturação nos ensaios triaxiais cíclicos	74
Quadro 5.5 - Relação da amplitude de carga com o CRS	77
Quadro 5.6 - Velocidades de propagação das ondas S	84
Quadro 4.7 - Quantificação dos valores utilizados na fase de corte nos ensaios cíclicos com misturas	92

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

$(N_1)_{60}$ – valor normalizado dos resultados do ensaio SPT

A – área da amostra

$a_{\text{máx}}$ – aceleração máxima do terreno

B – parâmetro B de Skempton

c_r – factor correctivo que depende de K_0

CRR – Razão de Resistência Cíclica

CRR_{SS} – resistência à liquefacção no ensaio de corte cíclico simples

CRR_{TX} – resistência à liquefacção no ensaio de corte triaxial cíclico

C_u – coeficiente de uniformidade

D – diâmetro da amostra [mm]

D_{10} – diâmetro correspondente a 10% de retidos

D_{100} – diâmetro correspondente a 100% de retidos

D_{30} – diâmetro correspondente a 30% de retidos

D_{60} – diâmetro correspondente a 60% de retidos

DEC – Departamento de Engenharia Civil

E – módulo de Young

e_0 – índice de vazios do estado inicial

e_{cr} – índice de vazios crítico

e_d – índice de vazios inicial do solo denso (compacto)

e_s – índice de vazios inicial do solo solto

F_0 – força vertical sobre a amostra

FEUP – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

g – aceleração da gravidade

G_0 – módulo de distorção

H – altura da amostra

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

LEC – linha dos estados críticos

LNC – linha normalmente consolidada

M – magnitude (relativa a sismos)

M – módulo confinado

p' – tensão efectiva média de confinamento

p_a – pressão atmosférica
 q – tensão de desvio
 s' – tensão efectiva média de confinamento
 t – tensão de corte
 V_0 – volume inicial da amostra
 V_p – velocidade das ondas P
 V_s – velocidade das ondas S
 V_{S1} – velocidade das ondas de corte normalizada
 V_{S1}^* – limite superior de V_{S1} para a ocorrência de liquefacção
 w – teor em água
 α – razão entre $a_{m\acute{a}x}$ e g
 $\gamma_{d,m\acute{a}x}$ – peso volúmico seco máximo
 $\gamma_{d,min}$ – peso volúmico seco mínimo
 ΔF – amplitude de carga sísmica
 Δu – excesso de pressão neutra
 ΔV – variação volumétrica
 ϵ_a – deformação axial
 ν – coeficiente de Poisson
 ρ – massa específica
 σ'_d – tensão de desvio cíclica
 σ'_{h0} – tensão efectiva horizontal inicial
 σ'_{v0} – tensão efectiva vertical inicial
 σ'_1 – tensão efectiva principal maior
 σ'_3 – tensão efectiva principal menor
 ψ – parâmetro de estado
 τ_{av} – tensão média de corte
 τ_d – tensão de corte num ciclo

1

INTRODUÇÃO

1.1 ENQUADRAMENTO

Esta dissertação vem dar continuidade a um estudo anterior que visa compreender o perigo de liquefacção dos resíduos da indústria mineira e que pretende desenvolver ferramentas para avaliação de risco. Anteriormente, foi levado a cabo um estudo realizado pela doutoranda Jucélia Bedin sobre este mesmo tema, numa colaboração entre a Universidade Federal do Rio Grande do Sul e o Laboratório de Geotecnia da FEUP, sob coordenação do Prof. Viana da Fonseca.

1.2 OBJECTIVOS

Neste trabalho, analisa-se um silte arenoso inerte resultante da trituração de pedra proveniente do Brasil que representa granulométricamente uma gama de materiais gerados pelo processo de extracção em minas. Estas actividades mineiras originam um enorme volume de resíduos (aproximadamente 0,5 bilhões de metros cúbicos por ano em todo o mundo) que são posteriormente lançados, sob forma de lama, em bacias de retenção em terra. Este processo envolve grandes áreas e evidentes problemas, quer ao nível ambiental, quer ao nível de estabilidade. O principal objectivo deste trabalho consiste em avaliar a susceptibilidade ao fenómeno de liquefacção estática e cíclica destes resíduos, bem como determinar uma forma de evitar a ocorrência de tal acontecimento.

Para isso, realizou-se uma série de ensaios no laboratório de Geotecnia da FEUP (LabGeo) do solo em determinadas condições com carregamentos triaxiais estáticos e cíclicos a fim de obter algumas conclusões que permitam contribuir para o estudo científico deste complexo fenómeno. Estes, foram sujeitos a diversos níveis de tensão de forma a representar uma gama de condições a que o material estaria sujeito in situ, identificando assim níveis de sensibilidade distintos. Aos dados obtidos foram acrescentados os resultados de ensaios de registo de velocidades de ondas longitudinais, P, e distorcionais, S, adquiridos com recurso à utilização de *bender/extender elements*, e que permitem avaliar as condições de estado e índices de rigidez dinâmica do solo.

Todos os ensaios triaxiais, cíclicos e estáticos, foram montados com um teor em água inicial de 11,5% e um índice de vazios após moldagem de 1,3, valores escolhidos após consulta dos resultados dos ensaios do trabalho precedente, para que as amostras realizadas se aproximem das condições em que se encontraria o material depois de depositado nas barragens de contenção de resíduos. Foi a partir destes ensaios que se identificou a envolvente de rotura do material, assim como a linha dos estados críticos.

Concluídos os ensaios triaxiais cíclicos, foram relacionados os valores obtidos das velocidade de propagação das ondas S e o respectivo CSR aplicado sob a amostra, obtendo-se uma aproximação dos ábacos de risco de liquefacção cíclica para este material.

Depois de identificado o risco de liquefacção do material sob diversas condições pré-estabelecidas, foi adicionado uma determinada percentagem de cimento ao solo de forma a estudar o seu desempenho com a ajuda de alguns aditivos.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho foi dividido em seis capítulos, onde, no Capítulo 1, começa-se por fazer um breve enquadramento, uma ligeira descrição da linha de investigação em que esta dissertação se insere e os objectivos que se pretende alcançar no final da mesma.

No Capítulo 2, é feita uma introdução ao tema em estudo referindo as principais causas da origem de sismos e as respectivas problemáticas que estes eventos originam. Inseriu-se ainda uma pequena descrição do fenómeno de liquefacção de solos, expondo os diferentes tipos de ocorrências. Foram também mencionadas algumas noções necessárias para a compreensão da problemática em estudo, incluindo os critérios de avaliação da susceptibilidade deste fenómeno. Por último, foram apresentados e descritos os ensaios laboratoriais realizados.

Segue-se o Capítulo 3, onde é apresentado o caso em estudo, as barragens de contenção de resíduos provenientes da indústria mineira. São ainda referidas algumas características do material, obtidas a partir de estudos anteriores.

No Capítulo 4, procura-se descrever os procedimentos seguidos na realização dos ensaios triaxiais estáticos e cíclicos, assim como apresentar os equipamentos e instrumentos utilizados no decorrer dos trabalhos.

O Capítulo 5 reúne os dados recolhidos através da realização dos ensaios realizados, apresentando os resultados obtidos e analisando os casos considerados.

Finalmente, no Capítulo 6, são sintetizadas as principais conclusões obtidas ao longo da realização deste trabalho. Adicionalmente, são apresentadas algumas sugestões para eventuais trabalhos futuros de pesquisa.

2

ESTADO DA ARTE

2.1 SISMICIDADE

A ocorrência de eventos sísmicos está muitas vezes associada ao processo de liquefacção de solos. Torna-se portanto importante conhecer quais os motivos dos abalos da crosta terrestre e quais as principais consequências que estes podem trazer na vida humana, incluindo os aspectos que abrangem a liquefacção originada. Segue-se então uma breve referência teórica e histórica, assim como uma pequena explicação física da forma de propagação dos diversos géneros de ondas sísmicas.

2.1.1 O FENÓMENO SÍSMICO

Como é de conhecimento geral, a estrutura interna da Terra é constituída por várias camadas estáticas, entre elas o núcleo, parte central do planeta que se acredita ser formado por metais como o ferro e níquel em elevadíssimas temperaturas; o manto, formado por vários tipos de rochas que, devido às altas temperaturas, se encontram em forma de magma; e a crosta, camada sólida mais superficial da Terra.

Esta última é essencialmente constituída por rochas e solo. No entanto, não é uma formação contínua mas é sim subdividida em diversos fragmentos a que se dá o nome de placas tectónicas. Entre elas, existem sete com dimensões continentais e catorze com dimensões sub-continentais. As placas tectónicas actuais são relativamente recentes e têm um deslocamento relativo que varia entre 1 cm/ano e 10 cm/ano.

O motivo da deslocação das placas deve-se ao renovar de material constituinte da crosta terrestre: de facto, em algumas das grandes fracturas, surge material crostal jovem inicialmente sob estado magmático que vem do interior da litosfera até ao exterior. Ora, se aparece material novo, o que se encontra na sua periferia é empurrado, e assim sucessivamente começando então o movimento entre placas tectónicas como esquematizado na Figura 2.1. Este deslocamento não é, no entanto, unidireccional, isto é, cada placa possui um movimento próprio com direcção e sentido diferente das outras.

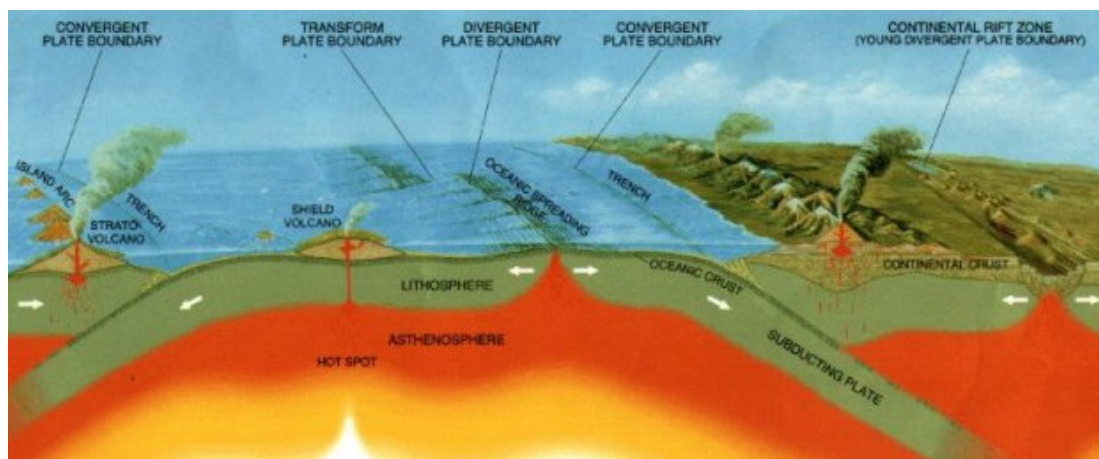


Fig. 2.1 - Esquema de interação das placas terrestres (U.S. Geological Survey, 2010).

Nas zonas de interface entre estas placas, localizam-se as falhas, que correspondem às zonas de material crostral mais frágil e são portanto as que cedem mais facilmente. É nestas zonas de contacto que se dá a grande maioria dos eventos sísmicos.

Um sismo é portanto um processo de rotura que transforma a energia de deformação lentamente acumulada ao longo de vários anos através do movimento lento das placas tectónicas, em energia cinética irradiante. Esta libertação de energia dá-se de forma súbita (o movimento de terras tem geralmente duração inferior a um minuto) e irregular. A estas irregularidades estão associadas a ocorrência de réplicas, que normalmente sucedem o evento principal, e que permitem que haja uma redistribuição dos esforços presentes no interior da fractura.

Concluindo, os sismos dão-se essencialmente nas zonas de interface entre placas tectónicas, sendo portanto a distribuição geográfica dos sismos relativamente bem conhecida e regular, como se pode observar a partir da Figura 2.2.

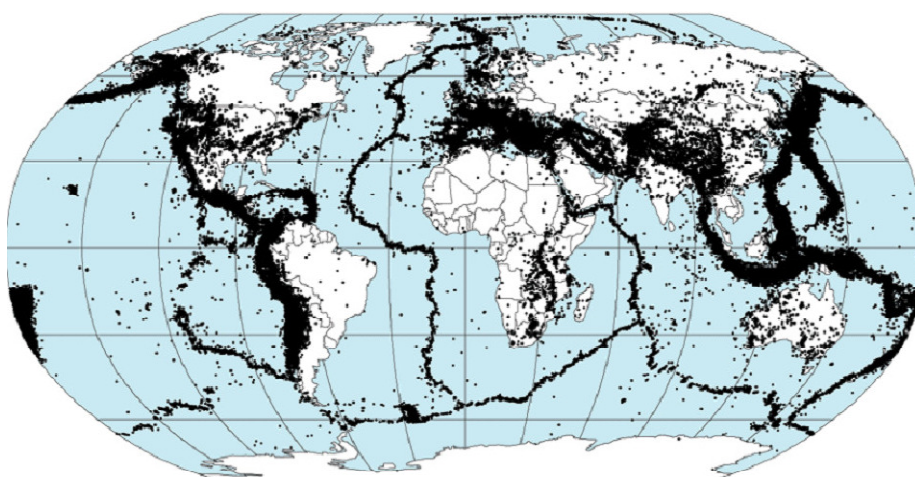


Fig. 28.2 - Localização dos epicentros dos sismos ocorridos entre 1963 e 1998 (NASA, 2009).

Os sismos apresentam também uma notável regularidade de acontecimentos a nível temporal. De facto, é possível encontrar um intervalo de tempo mais ou menos constante entre grandes eventos sísmicos de uma dada região. Isto pode ser explicado devido à velocidade notavelmente constante a que se dá o movimento de placas. É fácil de perceber que um movimento com direcções inversas leva a uma deformação na zona de interacção de placas. Quando o nível de tensão instalado no material terrestre ultrapassa o seu limite elástico, verifica-se a deformação permanente desse material. Este tipo de rotura pode ocorrer de forma dúctil ou frágil. Caso a cedência seja do segundo tipo, ocorre um sismo. A este fenómeno chama-se teoria do ressalto elástico, representada esquematicamente na Figura 2.3. Ora, conhecendo a velocidade média anual a que se deslocam duas placas tectónicas e conhecendo o limite elástico do material presente na intersecção, é possível antever a ocorrência de um destes eventos (nota: apesar de ser esperado um grande evento sísmico em determinadas zonas do planeta num determinado período de tempo, não é possível prever a ocorrência deste tipo de fenómeno).

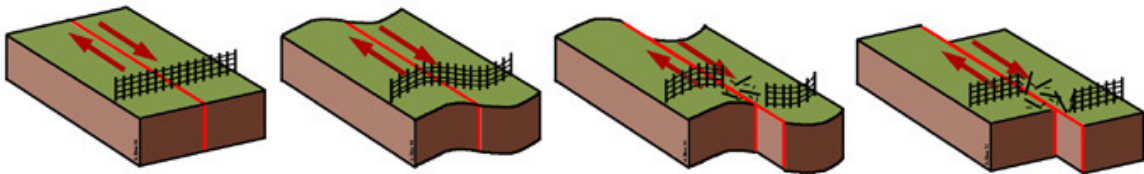


Fig. 2.29 - Esquema da teoria do ressalto elástico.

O efeito físico que um terramoto produz nas suas imediações consiste fundamentalmente (mas não exclusivamente) num movimento vibratório, ou movimento sísmico, que varia de ponto para ponto. Este movimento é irradiado da fonte sísmica em todas as direcções, transmitindo-se através de ondas sísmicas. Para compreender esta propagação de energia, antes de mais, é importante compreender a noção de onda: uma onda é uma perturbação física que se propaga num meio com uma determinada velocidade. No entanto, se um observador viajar paralelamente a esta e à mesma velocidade, observa sempre a mesma configuração de onda.

Existem diversos tipos de ondas sísmicas com diferentes propriedades. Entre elas, destacam-se:

- Ondas de compressão, chamadas também de ondas longitudinais ou ondas P, propagam-se num meio causando neste movimentos de extensão e compressão na direcção de propagação (Figura 2.4). O facto de se propagarem tanto em materiais sólidos como em fluidos faz delas as mais rápidas. Atingem velocidades de propagação V_P de 330 m/s no ar e 1500 m/s na água, podendo chegar aos 0,5 km/s em argilas secas ou rochas compactas.



Fig. 2.4 - Esquema de propagação de ondas longitudinais.

Conhecendo então a velocidade de propagação das ondas P num meio e assumindo que este é elástico, infinito, homogêneo e isotrópico, é possível relacionar este parâmetro com algumas das características do próprio meio através da expressão 2.1.

$$V_P = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.1)$$

Em que:

- E: é módulo de Young associado ao material atravessado pela onda;
 - ρ : é a massa específica do material atravessado;
 - ν : é o coeficiente de Poisson do meio atravessado;
 - M: é o módulo de confinamento do material;
- Ondas distorcionais, ondas de corte, ou ainda ondas S, viajam na direcção de propagação da onda e ainda na sua perpendicular (Figura 2.5). Causam movimentos distorcionais no meio atravessado sem, no entanto, induzirem variações volumétricas. Durante um sismo, a uma certa distância do epicentro, a sua chegada é registada logo a seguir às ondas P, fazendo delas as segundas mais velozes. Os valores típicos de velocidade de propagação, V_S , variam entre os 40 m/s para argilas muito soltas e os 3500 m/s em rochas não alteradas.

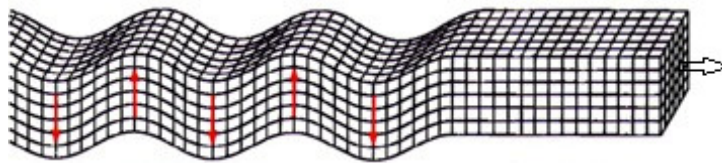


Fig. 2.5 - Esquema de propagação de ondas de corte.

Por sua vez, a velocidade das ondas S permitem-nos definir uma nova expressão.

$$V_S = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \cdot \frac{1}{(1 + \nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.2)$$

Em que:

- G: representa o módulo de distorção do meio.

Combinando as duas expressões anteriores, e conhecendo a massa específica do meio, é possível determinar o coeficiente de Poisson, que por sua vez permite determinar o módulo de deformabilidade, ou módulo de Young.

$$v = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad (2.3)$$

$$E = 2G (1 + v) \quad (2.4)$$

- Ondas de superfície, constituídas por ondas Love e de Rayleigh. As primeiras induzem deslocamentos ortogonais á direcção de propagação (Figura 2.6) e as segundas ao longo do plano vertical, segundo orbitas elípticas retrógradas (Figura 2.7). Geram-se apenas nas proximidades de uma superfície livre e têm portanto uma amplitude exponencialmente decrescente em profundidade. As suas importâncias na sismologia devem-se ao facto de se dissiparem no espaço de uma forma muito mais lenta que as ondas P e S, sendo portanto essenciais para o registo de eventos sísmicos a grandes distâncias do epicentro.

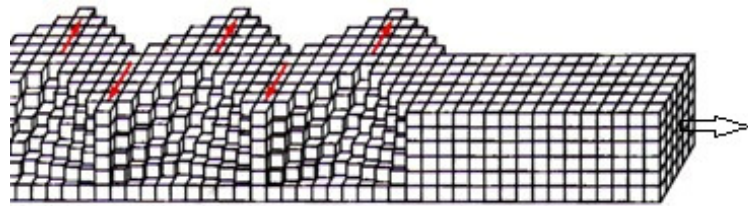


Fig. 2.30 - Esquema de propagação de ondas Love.

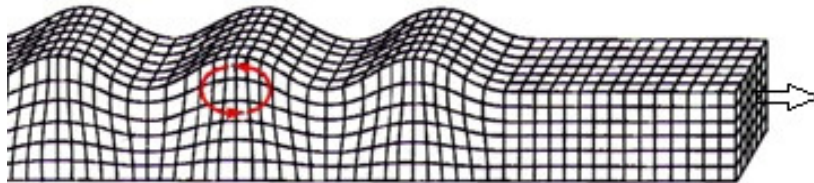


Fig. 2.31 - Esquema de propagação de ondas de Rayleigh.

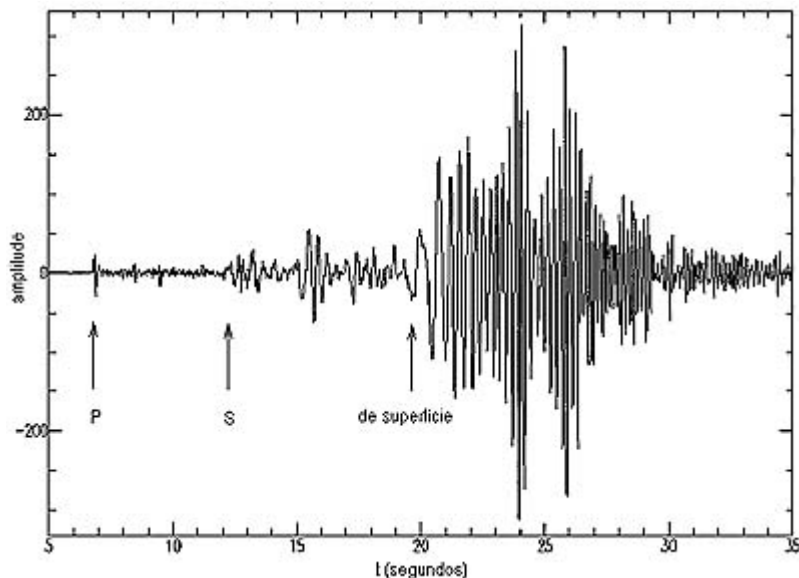


Fig. 2.32 - Registro de chegada de ondas durante um evento sísmico.

É de notável importância referir que as velocidades de propagação V_P e V_S antes referidas dependem exclusivamente das características do meio de propagação e não devem ser confundidas com a velocidade do movimento do solo gerado durante um evento sísmico (que é em geral função do ponto e do instante de tempo considerado).

2.1.2 REGISTO HISTÓRICO

Antes de mais, é importante notar que nem sempre os terremotos mais violentos no que diz respeito à quantidade de energia libertada, quantificada através da escala de Richter (por exemplo), são os mais devastadores em termos de destruição e perdas humanas.

Aquele que é considerado, por alguns, um dos terremotos mais devastadores de sempre foi o de Shensi, na China. A 23 de Janeiro de 1556, a região central da China tremeu. O abalo afectou oito províncias e atingiu 98 cidades, onde algumas delas perderam cerca de 60 % da sua população. Isto traduz-se em cerca de 830 mil mortos num evento em que os especialistas estimam que tenha chegado aos 8,3 graus na escala de Richter. Este valor, apesar de ser bastante elevado, está longe de ser o mais alto registado, no entanto, devido à má qualidade de construção praticada na época, a maior parte das pessoas morreu soterrada devido à queda das habitações. Este foi o evento mais mortal de que há registo.

Por outro lado, em 1960 o sismo de Valdivia no Chile, foi o sismo onde se verificou uma maior libertação de energia, chegando a ser registado uma magnitude de 9,5 graus na escala de Richter. Para além do abalo, o terremoto provocou ainda um tsunami que afectou o Havai e Japão e desencadeou ainda a erupção do vulcão Puyehue. No total, cerca de 5700 pessoas perderam a vida nesta catástrofe e mais de 2 milhões ficaram feridas. Estima-se que os danos monetários tenham rondado dos 400 aos 800 milhões de dólares norte-americanos.



Fig. 2.9 - Danos provocados pelo sismo de 1960 no Chile.

Já o sismo de Kobe de 1995 atingiu uma intensidade de 7,4 na escala de Richter. Apesar de não ser particularmente forte, os danos causados provocaram cerca de 5500 vítimas mortais e mais de 26000 feridos. O abalo fez-se sentir durante aproximadamente 20 segundos sendo esta duração considerada bastante elevada. A nível económico, estima-se que os danos tenham ascendido aos 200 mil milhões de euros. Foram ainda verificados diversos fenómenos de liquefacção que originaram a destruição de várias construções.



Fig. 2.33 - Estragos provocados pelo sismo de Kobe de 1995.

Estes exemplos foram escolhidos de entre vários devido ao grande impacto que teve nas vidas humanas apesar de terem ocorrido em situações muito diversas uns dos outros, isto para demonstrar que a gravidade de um terramoto depende de diversos factores, sendo eles sobretudo:

- a magnitude do sismo, que quantifica o valor de energia libertada durante o evento;
- a duração do sismo que, quanto mais longo, mais destruidor é;
- a preparação humana perante estes fenómenos naturais, que se traduzem na qualidade das construções e na capacidade de reacção do Homem.

Deve-se ainda referir que, muitas vezes, não é o movimento de terra que causa maiores danos num território, mas sim alguns efeitos secundários dos sismos como é o caso dos tsunamis, cortes de energia ou mesmo de incêndios provocados por fugas de gás.

2.2 GEOFÍSICA

A geofísica é uma ciência que aplica os princípios da física ao estudo do interior da Terra. Tem como objectivo determinar diferentes aspectos dos terrenos como as propriedades dos solos, as falhas geológicas, a diversidade de materiais no terreno, etc.

Existem diversos métodos para atingir estes objectivos, aplicáveis em diversas situações. Entre eles destacam-se os métodos sísmicos, método radar, métodos eléctricos, electromagnéticos, gravíticos, etc. Cada um destes tem diferentes aplicações, cada qual com aspectos positivos e negativos próprios das metodologias utilizadas e dos objectivos alcançados.

A grande vantagem da geofísica relativamente aos processos ditos “tradicionais” é a obtenção quase imediata dos resultados já que não é necessário efectuar colheita de amostras nem realizar sondagens para determinar certos parâmetros representativos dos solos. Este facto permite também uma maior exactidão dos resultados obtidos pois não danifica o estado natural do solo aquando do seu estudo.

Por esse motivo, foi objectivo neste trabalho relacionar o risco de liquefacção de um terreno com um parâmetro de fácil obtenção que traduzisse o grau de estabilidade em que se encontram os diversos terrenos. Este parâmetro foi a velocidade de propagação das ondas sísmicas no meio. Desta forma, na prática, é possível determinar o risco de liquefacção a que o solo está sujeito conhecendo V_p e V_s *in situ*.

2.2.1 MÉTODOS SÍSMICOS

Os métodos sísmicos baseiam-se na emissão em profundidade de ondas sísmicas artificiais geradas à superfície do terreno que são posteriormente recebidas e monitorizadas a partir de receptores (geralmente geofones ou hidrofones) localizados também eles na superfície. Ao serem transmitidas, as ondas sísmicas percorrem o meio em estudo podendo ser reflectidas ou refractadas nas discontinuidades terrestres. Conhecendo o tempo entre a emissão e a recepção das ondas e a distância entre receptor e emissor, é possível determinar a velocidade de propagação das ondas. Dentro dos métodos sísmicos distinguem-se, entre outros, duas variedades: os métodos de reflexão e os de refração.

2.2.1.1 Sísmica de refração

No caso de refração, as ondas emitidas na superfície do terreno, depois de atravessarem a camada mais superficial deste, são transmitidas ao segundo e mais profundo meio. Geralmente, este apresenta uma velocidade de propagação de ondas diferente da do primeiro, causando um desvio da direcção inicial da onda, visível na Figura 2.11.

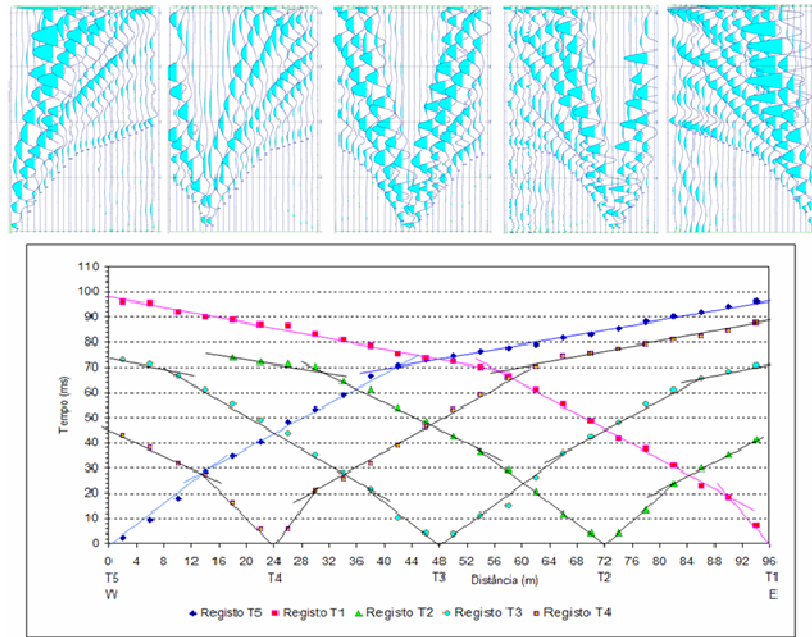


Fig. 2.34 - Exemplo de registo de chegada de ondas refractadas (LNEC, 2010).

Ao conhecer o tempo de chegada das ondas, é possível determinar a velocidade de propagação e detectar diferentes refractores em profundidade, como é perceptível no exemplo apresentado na Figura 2.12.

Este método é utilizado essencialmente para o estudo de terrenos relativamente superficiais.

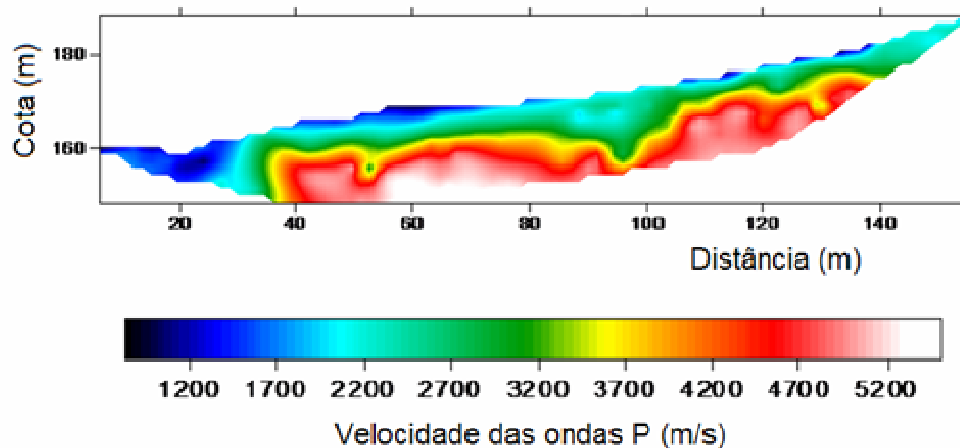


Fig. 2.12 - Exemplo de resultado de perfis geológicos através da sísmica de refração (LNEC, 2010).

2.2.1.2 Sísmica de reflexão

A sísmica de reflexão é tradicionalmente utilizada para prospecção a grandes profundidades com aplicações na engenharia civil e na pesquisa petrolífera. A sua metodologia baseia-se, como o nome diz, na reflexão de ondas sísmicas nos diferentes estratos interceptados. Repetindo longitudinalmente

este processo de forma contínua, é possível obter um perfil do terreno em estudo, onde se identifica a presença e intercepção dos diversos meios que o constituem (Figura 2.13).

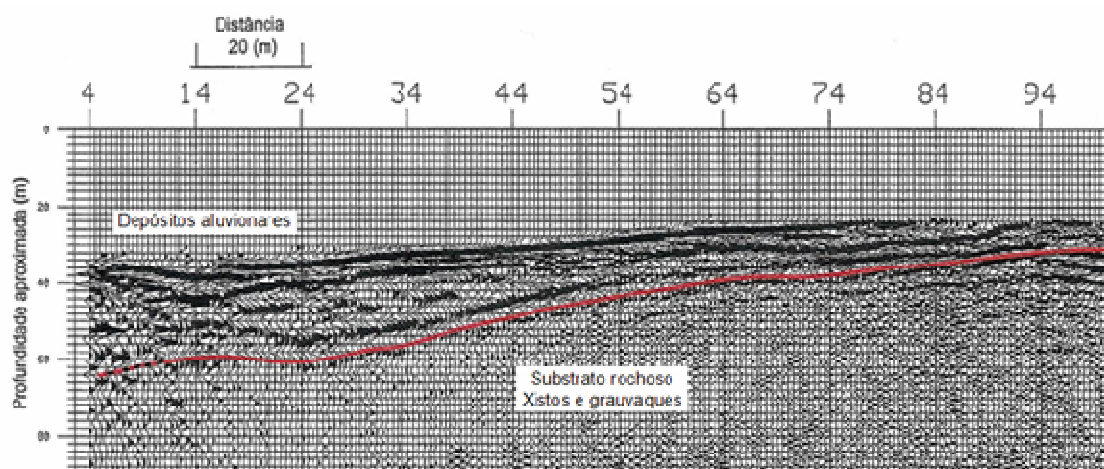


Fig. 2.13 - Exemplo de registo de ondas reflexão (LNEC, 2010).

2.3 ROTURA POR LIQUEFACÇÃO

A liquefacção dos solos é um processo ainda não totalmente compreendido apesar dos diversos estudos efectuados nas últimas décadas no âmbito da engenharia geotécnica e sísmica. Simplificando, pode ser descrito como a perda de rigidez e resistência de um terreno saturado em condições não drenadas em períodos de tempo muito reduzidos, podendo mesmo levar o terreno à sua rotura.

Sendo a resistência ao corte do solo uma função directa de tensões efectivas, no momento em que estas se anulam, ocorrem assentamentos e aberturas de fendas na superfície do terreno que são devastadoras para as estruturas fundadas no mesmo (Rocha, 2010).

A Figura 2.14 representa esquematicamente o fenómeno da liquefacção dos solos.

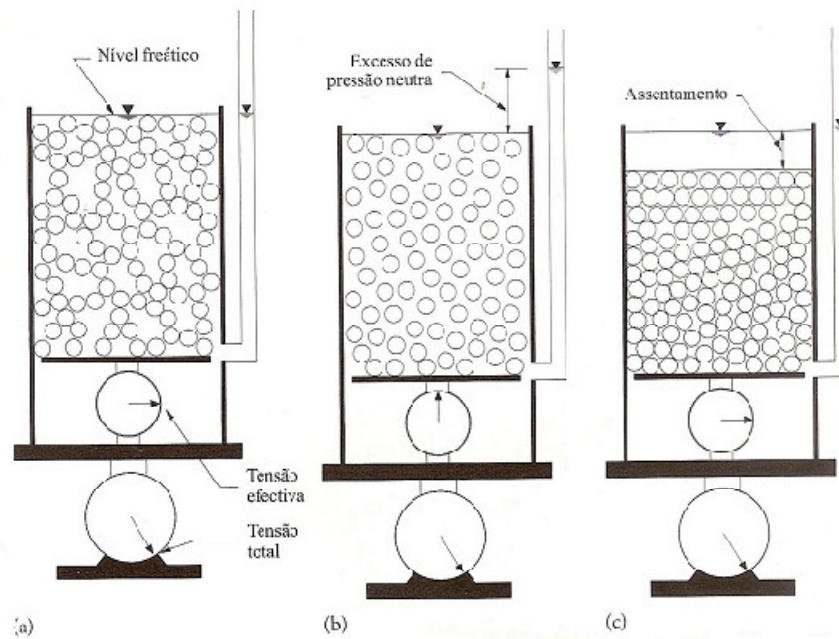


Fig. 2.14 - Esquema simplificado de Ishihara para explicar o fenómeno de liquefação de solos: a) estado inicial; b) durante a liquefação; c) após liquefação. (Matos Fernandes, 2006).

2.3.1 LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA

A liquefação estática, ou de fluxo, consiste numa transformação no estado do terreno que, comportando-se inicialmente como um sólido, repentinamente se apresenta em estado líquido.

Ocorre quando são gerados excessos de pressão neutra positivos na água que preenche os vazios interpartículas do solo (pressão neutra). Em condições drenadas, este excesso de pressão neutra dissipar-se-ia através da expulsão da água do solo, no entanto, em condições não drenadas, a água encontra-se “encurralada” e não pode dissipar-se. Dando-se um aumento de pressão neutra suficientemente grande, esta pode chegar a igualar o valor da tensão total presente nas condições de equilíbrio. Neste caso, dá-se a anulação das forças interpartículas, o que se transmite na perda de resistência ao corte do solo. Pode-se portanto dizer que a liquefação ocorre quando a tensão de corte necessária para equilibrar uma determinada massa de solo é superior à resistência de corte do terreno no seu estado de liquefação (adaptado de Kramer, 1996).

Em casos reais, durante a evolução do processo, a pressão neutra em excesso contida no interior do estrato de solo propício a liquefazer tem tendência a dissipar-se. No entanto, esta movimentação de fluxos pode propagar o fenómeno às camadas de materiais mais próximos, onde inicialmente não seria esperada liquefação.

Observa-se ainda que o colapso não é necessariamente causado pela alteração das condições adjacentes (aplicações de cargas, escavações, etc.) mas também pode ser devido ao comportamento viscoso das areias e argilas com baixas densidades relativas que provocam uma liquefação diferida no tempo.



Fig. 2.15 - Cedência de uma barragem de resíduos do ouro devida à liquefacção estática em Merriespruit, África do Sul, Fevereiro de 2004 (Bedin, 2010).

Uma vez dissipado o excesso de pressão neutra, o material volta a comportar-se como um sólido.

2.3.2 LIQUEFAÇÃO CÍCLICA

Como referido anteriormente, durante a ocorrência de um evento sísmico dão-se grandes abalos na superfície terrestre. Estes abalos podem-se traduzir em movimentos rápidos em diversos sentidos e direcções da superfície que, de uma forma simplificada, podem ser caracterizados por forças actuantes vertical e horizontalmente com uma determinada amplitude e com carácter cíclico, como ilustrado na Figura 2.16.

A aplicação destas forças cíclicas nos solos reduz as tensões de corte de equilíbrio instaladas no terreno. Quando estas se tornam inferiores às tensões de corte aplicadas, ocorre o fenómeno de liquefacção cíclica, também designada por mobilidade cíclica.

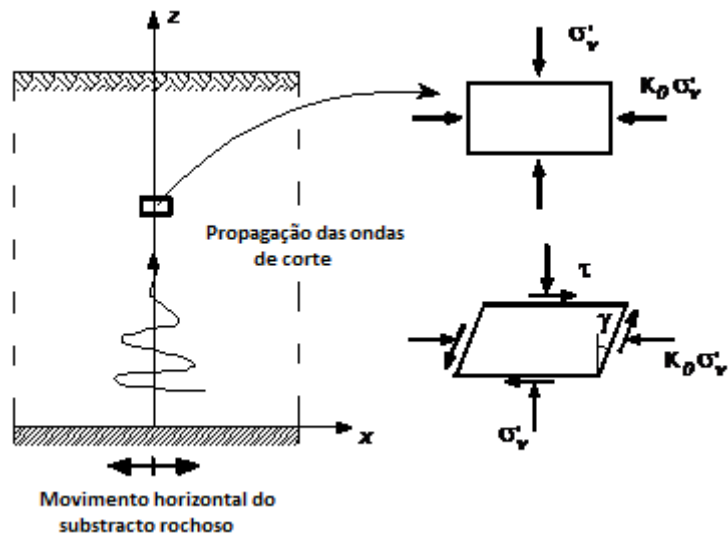


Fig. 2.35 - Forças aplicadas durante um evento sísmico (adaptado de Foti, 2009).

Neste tipo de rotura, é comum desenvolverem-se deformações contínuas ao longo do terreno. Estas podem acontecer em areias soltas, medianamente compactas ou, em condições especiais, areias densas e até em argilas sobreconsolidadas. As deformações volumétricas plásticas originadas aumentam devido à densificação provocada pelas oscilações das tensões cíclicas que tendem a aproximar as partículas entre si (adaptado de Coelho, 2007).

A rotura associada a este fenómeno é rápida e, em algumas situações, pode ser acompanhada de pequenas erupções de partículas de solo na superfície do terreno devido ao grande aumento de pressões neutras que induz um fluxo de água ascendente, originando as chamadas *sand boils* ilustradas na Figura 2.17.



Fig. 2.17 - Erupções de areia (sand boils), Niigata, Japão, 1964. (College of Engineering, University of Washington, 2010),

Para melhor entender as diferenças entre estas duas variantes do mesmo fenómeno, Castro e Poulos (1977) realizaram uma gama de ensaios triaxiais em areias saturadas tendo comparado o índice de vazios presente nos ensaios realizados com a respectiva tensão efectiva principal menor (σ'_3) numa relação apresentada na Figura 2.18, na qual a linha de estado permanente define os estados em que o solo se pode deformar não variando o seu volume nem as tensões sobre ele aplicadas.

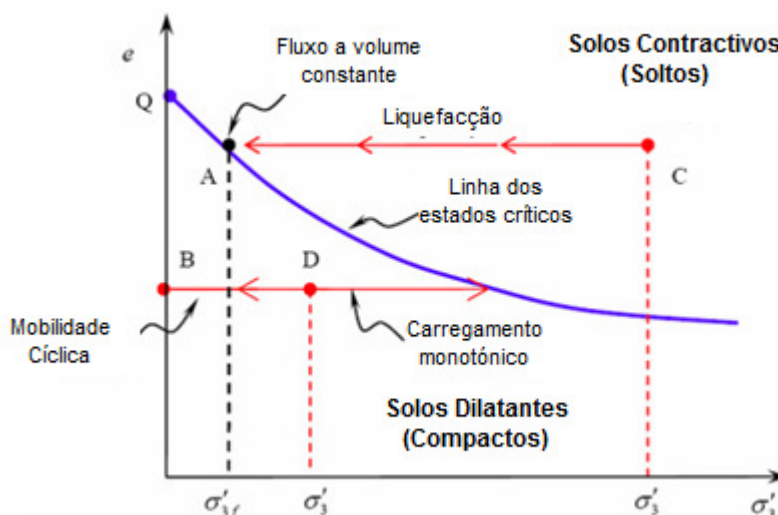


Fig. 2.18 - Resultados dos ensaios triaxiais não drenados realizados em areias saturadas (adaptado de Castro e Poulos, 1977).

Ao analisar a Figura 2.18, concluímos que, quando carregados monotonicamente sob condições não drenadas, os solos considerados soltos, representados pelo ponto C, apresentam uma diminuição da tensão efectiva mantendo sempre, no entanto, o mesmo índice de vazios, isto é, não originando variações volumétricas na amostra. No momento em que a trajectória de tensões atinge o ponto A, a amostra já sofreu rotura. Atingindo o ponto Q, dá-se uma perda total de resistência ($\sigma'_3 = 0$), passando o material nesse momento a comportar-se como um líquido.

No caso de solos densos, representados pelo ponto D, ao ser-lhes aplicado um carregamento monotónico, as tensões efectivas para muito pequenas deformações tendem a aumentar, atingindo um pico, mas rapidamente se reduzem deslocando-se para a direita do ponto de partida até atingir a linha de estado crítico. No caso de um carregamento cíclico, o comportamento observado é um pouco diverso: o ponto D desloca-se para a esquerda pois as pressões neutras aumentam com os carregamentos cíclicos, reduzindo a tensão efectiva até liquefazer, atingindo assim o ponto B (adaptado de Bedin, 2010).

2.4 MATERIAL POTENCIALMENTE SUJEITO A LIQUEFAZER

Em capítulos anteriores, tem-se vindo a falar de liquefacção de solos. Contudo, nem todos os materiais são susceptíveis à liquefacção. De facto, várias condições têm de ser reunidas para que este fenómeno

ocorra. Em seguida apresentam-se algumas características dos solos que influenciam a susceptibilidade do material à liquefacção.

2.4.1 COMPOSIÇÃO E FORMA DO MATERIAL

A susceptibilidade de liquefacção de um solo é fortemente influenciada pela distribuição granulométrica das partículas. De facto, é cientificamente aceite que quanto melhor graduados os solos, menor o risco de estes liquefazem. A explicação para esta observação é que as partículas mais finas dos solos preenchem os vazios formados, o que se traduz numa menor variação volumétrica quando o solo é carregado em condições drenadas e em menores valores da pressão neutra em condições não drenadas. Estas observações foram motivo de estudo para Tsuchida que, em 1970, apresentou curvas limites de distribuição granulométrica de solos com potencial de liquefacção.

Pela Figura 2.19, observa-se que, segundo Tsuchida, a gama de materiais com maior risco de liquefacção não cobre grande parte dos materiais siltosos e argilosos, principais constituintes do solo em estudo, representativo dos resíduos da indústria mineira, representada na Figura 2.20.

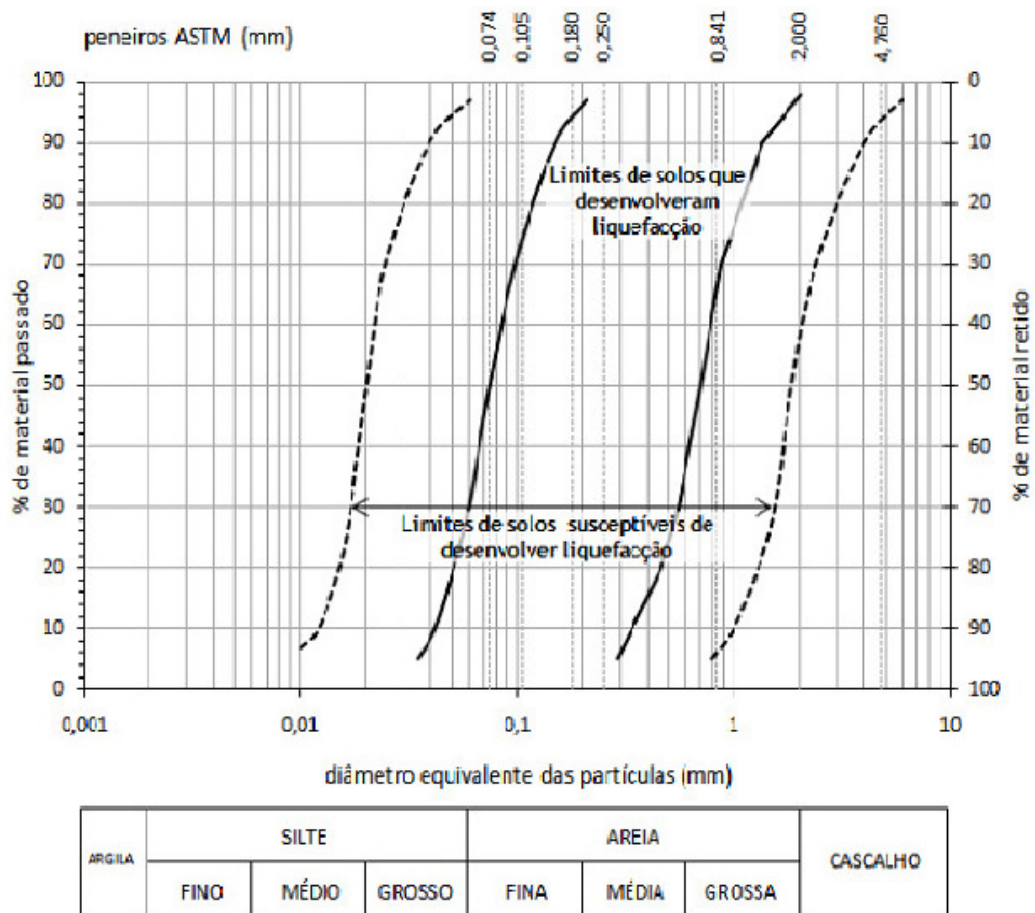


Fig. 2.36 - Faixas limite de distribuição granulométrica com potencial para desenvolver liquefacção (adaptado de Tsuchida, 1970 por Bedin, 2010).

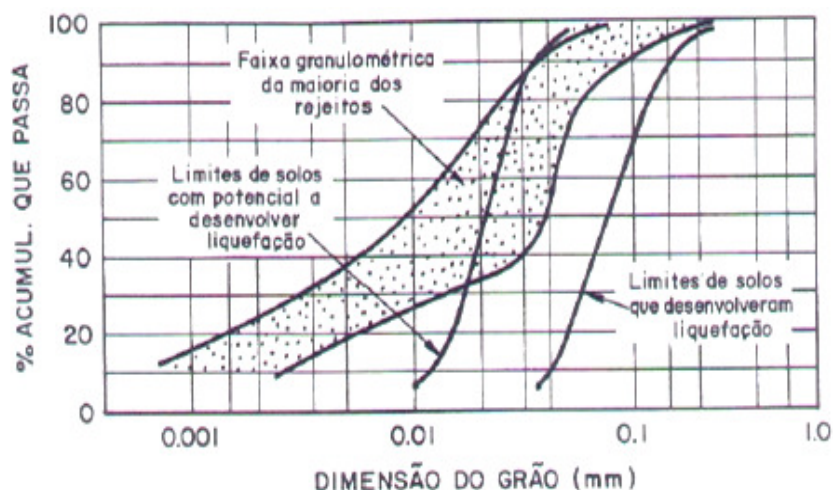


Fig. 2.20 - Faixa granulométrica de resíduos (Ishihara et al., 1980).

No caso particular de solos finos, Ishihara e Koseki (1989) constataram que existe uma forte correlação entre o índice de plasticidade e o aumento da resistência à liquefacção dos solos. Na realidade, o aumento do índice de plasticidade traduz-se numa maior resistência à liquefacção.

Também o formato das partículas demonstrou ter importância no que diz respeito à probabilidade de um solo sofrer liquefacção. Segundo o estudo de Reddy (2008), solos com partículas aproximadamente esféricas são mais susceptíveis a liquefazerem, isto porque, quando se dá um carregamento, as partículas tendem a rearranjar-se, enquanto que, em solos com partículas angulares, estas tendem a esmagar-se.

2.4.2 LOCALIZAÇÃO DO NÍVEL FREÁTICO

No estado natural, o mesmo material pode-se apresentar em condições diversas. A liquefacção dos solos é geralmente associada a locais onde o material se encontra quase totalmente imerso, isto é, o nível freático se situa próximo da superfície, situação observada em aterros hidráulicos, barragens de resíduos de indústria mineiras entre outros.

2.4.3 ESTADO DO MATERIAL

Apesar de muitas vezes todas as condições anteriores estarem reunidas, verifica-se que nem sempre se dá a ocorrência de liquefacção do solo. Existem então outros parâmetros que são também responsáveis pelo fenómeno de liquefacção aos quais estão associados o estado físico em que se encontra o material.

O índice de vazios, e , é um valor adimensional que expressa o grau de compactação do solo relacionando o volume ocupado pelas partículas de material, V_s , e o volume de vazios presente num determinado estado, V_v .

Para um mesmo solo, este valor pode apresentar uma gama variada de resultados dependendo sobretudo da história de tensões do solo. Entre o e_{\min} (solo mais compactado) e o e_{\max} (solo mais disperso), existe um valor denominado de índice de vazios crítico. É este valor que define a fronteira entre solos contractivos e solos dilatantes.

À variação de volume nos solos chama-se dilatância. Um solo com dilatância negativa mostra tendência para diminuir de volume e verifica-se quando um solo é solto. Esta redução de volume é causada porque as partículas, ao serem comprimidas, vão progressivamente ficando mais organizadas, o que produz um aumento de resistência. Já no caso de dilatância positiva, a amostra sofre um processo de dilatação. Este é característico de solos densos que, apesar de serem comprimidos, sofrem um aumento de volume, isto porque as partículas constituintes do solo se encontram inicialmente “encravadas” umas nas outras. Portanto, para se organizarem de uma forma diferente, as partículas têm primeiro de se afastar, expandindo-se. Neste ponto, há um pico na resistência ao corte, no entanto, com a nova organização volumétrica, as partículas voltam a reorganizar-se apresentando um ligeiro decréscimo de resistência ao corte, como demonstrado na Figura 2.21.

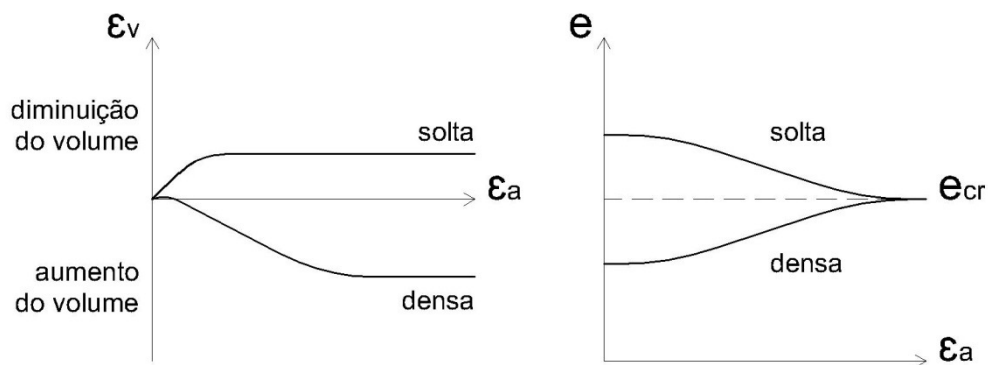


Fig. 2.21 - Comparação entre o comportamento de uma amostra solta e densa.

De facto, ao serem submetidos a grandes tensões, todos os solos tendem a atingir o e_{cr} . Por outro lado, quando um solo se encontra já no estado crítico, ao ser comprimido, este não apresenta qualquer variação volumétrica.

Através de um estudo bastante aprofundado, Casagrande (1936) constatou que o índice de vazios crítico podia ser linearmente relacionado com as tensões de confinamento presentes no solo e sugeriu ainda que esta linha fosse considerada como um critério de susceptibilidade à liquefacção como mostra a Figura 2.22.

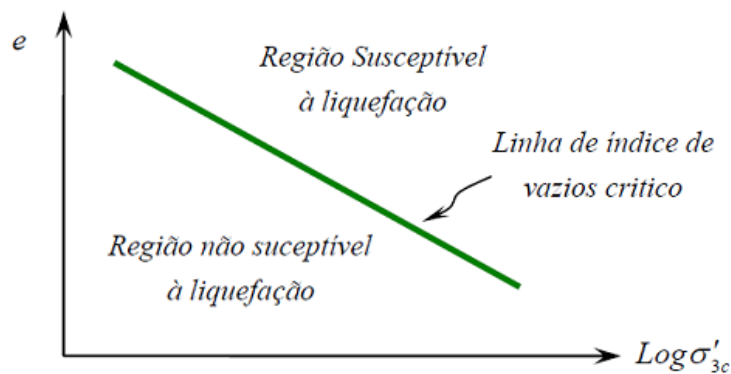


Fig. 2.2237 - Linha de índice de vazios crítico (Casagrande, 1936).

A partir de um estudo posterior realizado por Castro (1969), concluiu-se que também a deformação dos solos estaria relacionada com o fenómeno de liquefação. Ao realizar diversos ensaios triaxiais não drenados estáticos e cíclicos em amostras de areias consolidadas, chegou a três tipos de comportamentos diversos no que respeita às curvas de tensão-deformação, apresentados em seguida na Figura 2.23.

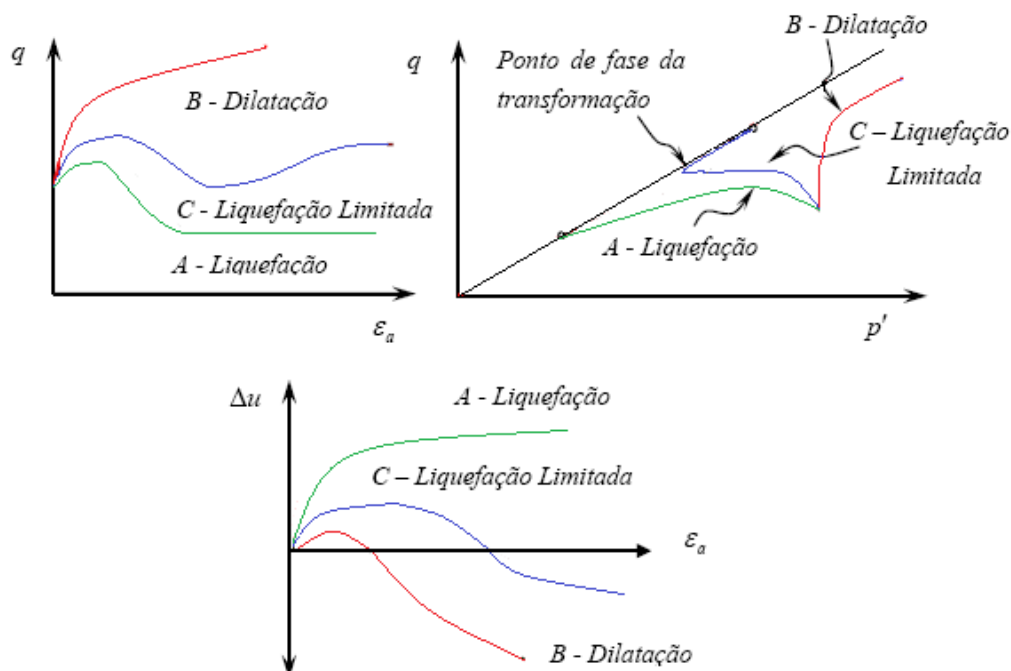


Fig. 2.23 - Comportamento dos ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969) (adaptado de Bedin, 2010).

Been e Jefferies (1985) introduziram o conceito de parâmetro de estado, ψ , definido a partir de (2.5) que compara o valor do índice de vazios inicial e do estado crítico, permitindo relacionar a deformabilidade volumétrica do solo e a sua susceptibilidade a liquefazer.

$$\Psi = e_0 - e_{cr} \quad (2.5)$$

Em que:

- Ψ : é o parâmetro de estado;
- e_0 : é o índice de vazios no estado inicial (in situ é o estado de repouso e durante o ensaio triaxial corresponde ao fim do processo de saturação);
- e_{cr} : é o índice de vazios do estado permanente ou crítico.

Sendo assim, quando o parâmetro de estado é positivo, o solo exibe um comportamento contráctil e apresenta-se como propício a liquefazer. Por outro lado, quando este valor é negativo, o solo é considerado expansível, não sendo provável a ocorrência do fenómeno de liquefacção monotónica, mas podendo apresentar susceptibilidade à liquefacção cíclica (adaptado de Kramer, 1996).

2.4.4 AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO ATRAVÉS DE ONDAS SÍSMICAS

A avaliação à resistência à liquefacção de um terreno deve ser estudada em fase de projecto em situações consideradas de risco. No entanto, um estudo aprofundado para cada situação analisada não é economicamente viável. Daí ser importante conseguir analisar a situação do terreno recorrendo a análises relativamente fáceis, rápidas e economicamente acessíveis em particular em zonas de grande actividade sísmica já que esta é, em muitos casos, o encadeador dos fenómenos de liquefacção.

Uma das limitações das simulações laboratoriais é a obtenção de valores representativos dos sismos que seriam mais prováveis de ocorrerem nas áreas em estudo, já que estes sismos apresentam acções transitórias e irregulares em que, no âmbito do seu estudo, se torna necessário adoptar algumas aproximações e simplificações. Seed e Idriss (1971) propuseram um parâmetro representativo de um sismo baseado na aceleração máxima atingida na superfície livre do terreno, o *Cyclic Stress Ratio* (CSR) ou Razão de Tensão Sísmica. O $CSR_{in situ}$ pode ser definido através da expressão (2.6) como:

$$CSR_{in situ} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \times \alpha \times r_d \times \frac{\tau_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.6)$$

Em que:

- τ_{av} : é a tensão média de corte;
- σ'_{v0} : é a tensão efectiva vertical;
- α : é a razão entre a aceleração máxima do terreno registada durante um sismo, $a_{máx}$, e a aceleração da gravidade, g ;
- r_d : é o factor que tem em conta a flexibilidade do solo em profundidade e cujo valor é obtido a partir das relações dadas nas expressões seguintes.

$$r_d = 1,0 - 0,00765 \times z, \text{ se } z < 9,15 \text{ m} \quad (2.7)$$

$$r_d = 1,174 - 0,0276 \times z, \text{ se } 9,15 \leq z \leq 23 \text{ m} \quad (2.8)$$

$$r_d = 0,744 - 0,008 \times z, \text{ se } 23 \leq z \leq 30 \text{ m} \quad (2.9)$$

$$r_d = 0,5, \text{ se } z > 30 \text{ m} \quad (2.10)$$

As curvas de carga cíclica são geralmente normalizadas através da pressão efectiva inicial, de forma a determinar a razão das tensões cíclicas (CSR). O valor de CSR varia consoante o tipo de ensaio. Para o ensaio de corte cíclico simples, o seu valor é determinado pela razão entre a tensão de corte cíclica, τ_a , e a tensão efectiva vertical de repouso, σ'_{vo} . Por outro lado, para o ensaio triaxial cíclico, o CSR é determinado pela razão entre a metade da tensão de desvio cíclica ($\sigma'_d/2$) que é mantida constante durante a acção vertical (geralmente sinusoidal), e a tensão efectiva média de confinamento, σ'_m . Tanto as cargas como as respectivas tensões cíclicas diferem em ambos os ensaios, pelo que é necessário utilizar a relação da expressão (2.12) para os testes de liquefacção (Kramer, 1996).

$$CSR_{ss} = c_r \times CSR_{tx} \quad (2.11)$$

Em que:

- CSR_{ss} : é a resistência à liquefacção no ensaio de corte simples cíclico;
- CSR_{tx} : é a resistência à liquefacção no ensaio de corte triaxial cíclico;
- c_r : é o factor correctivo que depende do coeficiente de impulso em repouso (definido no Quadro 2.6).

No seguinte quadro são apresentadas as diversas propostas definidas por diferentes autores para o valor do factor correctivo c_r .

Quadro 2.5 - Valores do factor correctivo c_r .

Autores	Equação	c _r para:	
		K ₀ = 0,5	K ₀ = 1,0
Finn et al. (1971)	$c_r = (1 + K_0)/2$	0,75	1,00
Seed e Peacock (1971)	$c_r = (1 + 2K_0)/3$	0,67	1,00
Castro (1975)	$c_r = 2(1 + 2K_0)/3\sqrt{3}$	0,77	1,15

No entanto, apesar dos notáveis progressos dos equipamentos disponíveis nos últimos anos, ainda não é fácil simular experimentalmente um sismo já que este, na realidade, produz tensões de corte com diferentes direcções simultaneamente. Pyke et al. (1975), concluíram que o aumento das pressões neutras é muito mais rápido e significativo neste caso do que aqueles obtidos laboratorialmente em ensaios de corte cíclico simples e triaxial cíclico, onde as vibrações são unidireccionais. Na sequência, Seed et al. (1975) sugeriram que o CSR necessário para provocar liquefacção *in situ* fosse 10% inferior ao correspondente em laboratório. Desta sugestão, resulta a expressão (2.12) que relaciona a resistência à liquefacção de um solo no campo e em laboratório.

$$CSR_{in situ} = 0,9 \times CSR_{ss} = 0,9 \times c_r \times CSR_{tx} \quad (2.12)$$

Desta forma, é agora possível determinar o valor da acção cíclica a utilizar em ensaios triaxiais para avaliar a resistência à liquefacção, utilizando a expressão 2.13.

$$CSR_{tx} = \frac{\tau_d}{\sigma'_m} = \frac{\sigma_d}{2 \sigma'_m} \quad (2.13)$$

Em que:

- CSR_{tx} é a razão de tensões cíclicas para ensaios triaxiais;
- τ_d é a tensão de corte num ciclo;
- σ'_m é a tensão efectiva média de confinamento;
- σ_d é a tensão de desvio cíclica, que corresponde à gama de tensão vertical cíclica em ensaios correntes (apenas com acção vertical ou horizontal).

Conhecida a tensão de desvio cíclica, é possível determinar a amplitude de força necessária para representar um possível evento sísmico. Para isso, basta conhecer a área A do provete onde a força será aplicada e, através da expressão (2.15), obter-se-á o valor da força distorcional cíclica, F , representativo da situação desejada.

$$\Delta F = \sigma_d \times A \quad (2.14)$$

Este método é aceite pela regulamentação europeia, mais concretamente pelo Eurocode 8, ENV 1998-5, admitindo que o corte cíclico é efectuado com amplitude constante.

Desta forma, o método de avaliação de risco de liquefacção mais utilizado é o obtido por Seed e Idriss (1971), onde é relacionado um parâmetro representativo da acção sísmica (CSR – Cyclic Stress Ratio) e um representativo da resistência do solo. Na Figura 2.24 apresenta-se uma das propostas que correlaciona o parâmetro $(N_1)_{60}$ (resultado normalizado dos ensaios SPT) e o CSR (Razão de Acção Sísmica) para uma magnitude sísmica de referência igual a 7,5 (escala de Richter).

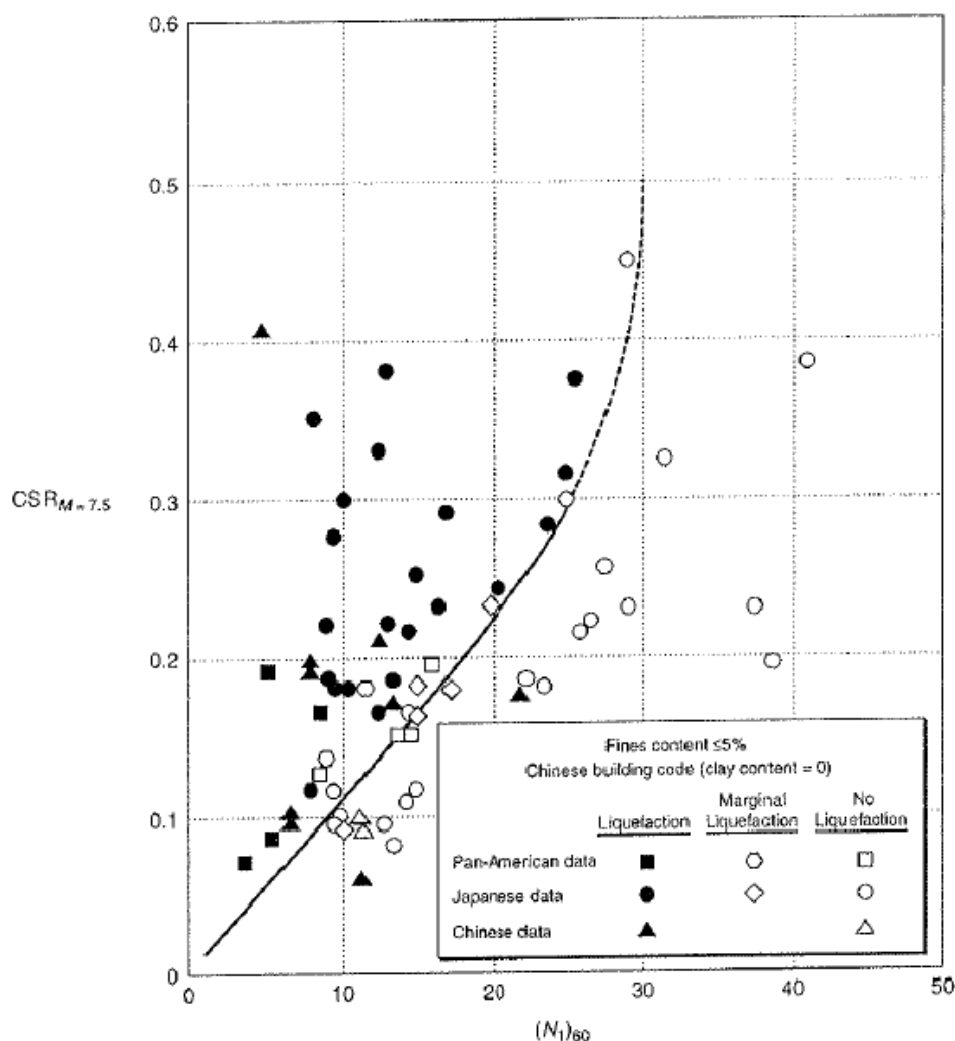


Fig. 2.384 - Relação entre o valor $(N_1)_{60}$ e CSR para sismos com uma magnitude de 7,5 na escala de Richter (Seed et al., 1975, Kramer, 1996).

Um outro método mais recentemente publicado por Andrus e Stokoe (1997, 2000) relaciona a resistência à liquefacção de um solo com a velocidade normalizada de propagação das ondas de corte, V_s , medidas *in situ*.

Este método apresenta algumas vantagens comparativamente com o precedente, uma vez que, em alguns solos, a realização de ensaios SPT nem sempre cumpre as normas em termos energéticos e é difícil de ser executado ou não é representativo, ao contrário da medição da velocidade das ondas S, que é quase sempre realizável e não depende do método e condições do terreno. A velocidade de ondas de corte e a resistência à liquefacção do solo são função da compacidade e do estado de consolidação tal como de outros parâmetros indiciais (seja o já referido N_{60} do SPT, como o q_e ou q_f do ensaio CPT ou o K_d do ensaio DMT). No entanto, alguns autores defendem que, por se virem a acumular provas experimentais nesse sentido, estas ondas distorcionais são particularmente sensíveis a factores de estrutura que podem significar a diferença entre ser ou não liquefiáveis para o mesmo estado físico dos materiais.

De forma a normalizar a velocidade das ondas de corte, V_s , Robertson et al. (1992) propôs a expressão (2.15).

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,25} \quad (2.15)$$

Em que:

- V_{s1} é a velocidade das ondas de corte normalizadas;
- V_s é a velocidade das ondas de corte;
- P_a é a pressão atmosférica (aproximadamente 100 kPa);
- σ'_{v0} é a tensão efectiva vertical inicial (admitindo $K_0 = 0,5$).

De modo análogo ao CSR, foi também proposto um valor limite de estabilidade que se designa por razão de resistência cíclica ou CRR (*Cyclic Resistance Ratio*). Esta última pode ser calculada a partir de expressão (2.16).

$$CRR = a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \quad (2.16)$$

Sendo:

- V_{s1}^* é o limite superior de V_{s1} para a ocorrência de liquefacção;
- a e b são parâmetros de ajuste à curva.

Na Figura 2.25 apresentam-se as curvas propostas por diversos autores que correlacionam CRR com o V_{s1} , sendo variáveis as condições iniciais admitidas e os parâmetros a e b da expressão anteriormente apresentada. Os dados foram obtidos a partir de 20 sismos diferentes e mais de 50 locais de medição (adaptado de Youd et al., 2001).

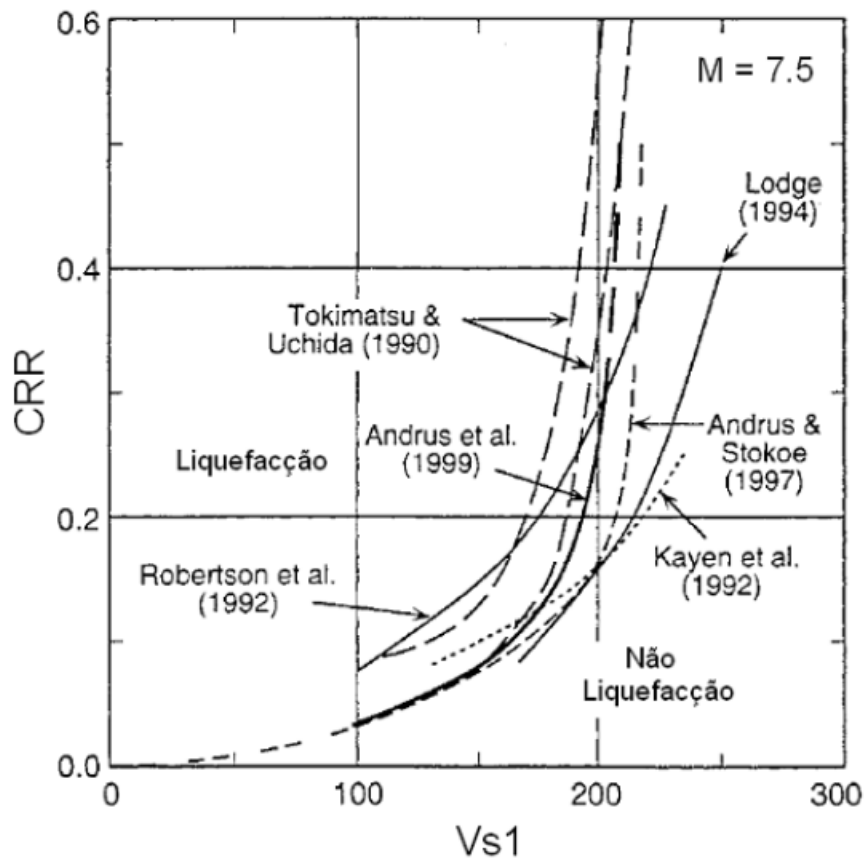


Fig. 2.25 – Linhas da relação entre CRR e Vs1 (Andrus e Stokoe, 1997, Youd et al., 2000).

Andrus e Stokoe (2000) procederam a um reajustamento desta curva baseando-se em novas informações e a um acréscimo de resultados, incluindo 26 sismos e mais de 70 locais de medição, apresentando uma nova proposta (Figura 2.26) para sismos de magnitude 7,5 na escala de Richter em terrenos do Holocénico com diferentes percentagens de finos. Este será o ábaco utilizado como referência para o estudo de risco de liquefação do material em estudo.

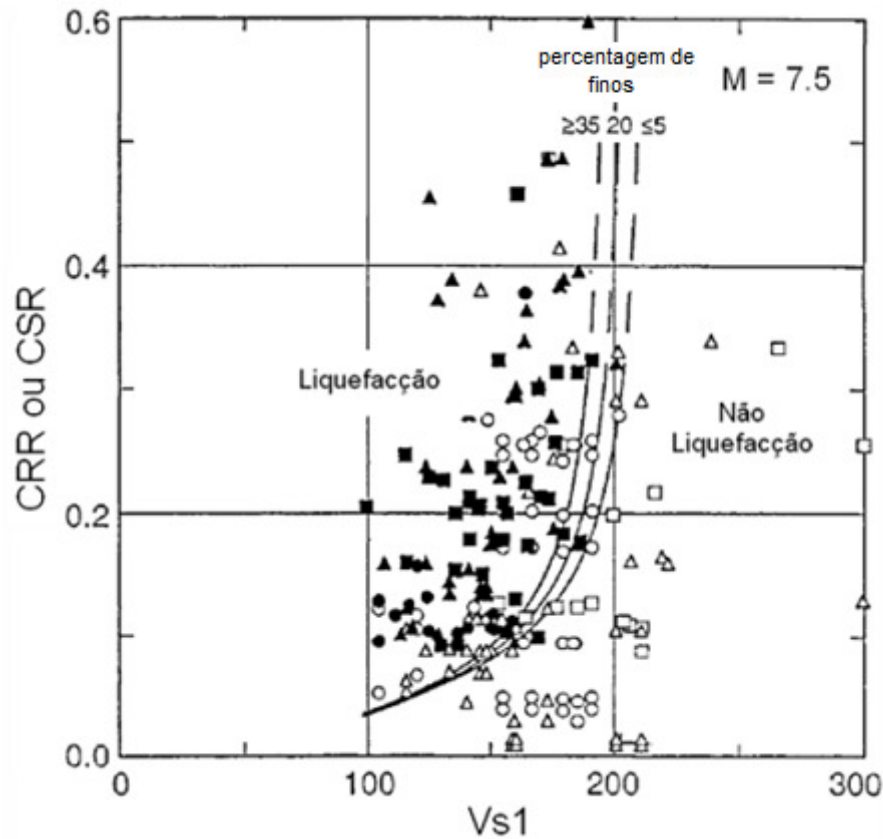


Fig. 2.2639 - Relação entre Vs1 e CRR ou CSR (Andrus e Stokoe, 2000).

As três curvas apresentadas foram determinadas através de um processo iterativo, fazendo variar os parâmetros a e b da expressão (2.17), de forma a localizar, simultaneamente, o maior número de pontos em que se verificou o fenómeno em estudo e o menor número de pontos em que este não foi verificado, na região correspondente à ocorrência de liquefação. Os valores finais dos parâmetros a e b utilizados para a obtenção destas curvas foram de 0,022 e 2,8 respectivamente (Youd et al., 2000).

Em campo, a leitura das ondas sísmicas pode ser realizada através de técnicas diversas de geofísica, como referido anteriormente. Ao conhecer a velocidade de propagação dos diversos tipos de ondas, pode-se retirar diversas conclusões quanto ao estado do material. No presente trabalho desenvolvido em condições laboratoriais em células triaxiais, o estudo da velocidade de propagação das ondas foi apenas dirigido para dois tipos de ondas: as P e as S (já anteriormente descritas). Foram registados os valores destas em diversas fases dos ensaios, dada a sua relevância para determinar o nível de estabilidade da amostra.

Para obter o valor da velocidade de propagação das ondas sísmicas, foi primeiro induzido um sinal sísmico na base do provete. Este sinal de forma sinusoidal, propagou-se ao longo do provete e a sua chegada foi registada por um receptor instalado no topo do provete. Conhecendo o tempo de propagação das ondas (P e S), é possível determinar as respectivas velocidades a partir da expressão (2.17).

$$V_{p,s} = \frac{d}{\Delta t} \quad (2.17)$$

Onde d representa a altura útil do provete e Δt o intervalo temporal entre a emissão e a primeira chegada da onda de resposta.

A altura H da amostra é variável ao longo do ensaio. No entanto, conhecendo a altura na fase de montagem e através da instrumentação interna instalada, é possível determinar a variação da altura. Desta forma, subtraindo-se à altura total H do provete o comprimento de inserção dos *bender/extender elements*, é possível determinar a distância d percorrida pelas ondas, como ilustrado na Figura 2.27.

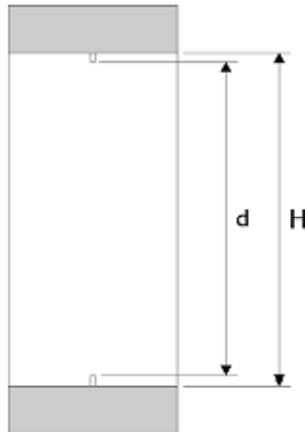


Fig. 2.27 - Definição da distância percorrida pelas ondas num provete (adaptado de Ferreira, 2003).

Ondas P

Para efectuar a leitura dos tempos de propagação das ondas de compressão, realizaram-se quatro registos com diferentes valores de frequências de onda sendo eles 25, 50, 75 e 100 kHz.

As aplicações dos dados obtidos permitem retirar diversas conclusões sobre o estado do solo, entre elas, o nível de saturação deste. Sabendo que as ondas de compressão se transmitem nos fluidos e partindo do pressuposto que a velocidade de propagação da onda P na água é, aproximadamente, 1500 m/s, é de esperar um valor da velocidade das ondas P semelhante a este no final da fase de saturação.

A velocidade das ondas P e o parâmetro B podem ser relacionados através da expressão (2.19), proposta por Ishihara et al. (2001) e Yang (2002).

$$V_p = \left[\frac{\frac{4G_0}{3} + \frac{K_b}{1-B}}{\rho} \right]^{1/2} \quad (2.19)$$

Em que:

- G_0 é o módulo de distorção do solo;
- K_b é o módulo volumétrico do esqueleto sólido definido pela expressão (2.20);
- B é o parâmetro de Skempton;
- ρ é a massa volúmica do solo.

$$K_b = \frac{2G_0 \times (1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.20)$$

Ishihara et al. (2001) e Yang (2002) demonstraram a aplicabilidade da utilização da velocidade das ondas P ao nível da caracterização dos solos. As vantagens da aplicação desta metodologia reflectem-se essencialmente na sua polivalência, ao contrário do parâmetro B de Skempton, por exemplo, que só pode ser determinado laboratorialmente e em condições dos ensaios triaxiais. Há ainda uma outra razão determinante na crescente potenciação deste método, que é o facto de, em solos estruturados, ser muito difícil atingir valores elevados de B dada a forte coacção de compressibilidades da matriz sólida, necessária para que haja resposta de pressão intersticial, que é a base de derivação do valor B. No caso das velocidades das ondas longitudinais, estas podem ser determinadas em câmaras de calibração ou em modelos físicos como os usados em centrifugadoras ou em maciços *in situ* (adaptado de Ferreira, 2003).

Laboratorialmente, foi utilizado o software WaveStar® para determinar o tempo decorrido entre a emissão do sinal da onda e a chegada desta ao outro extremo da amostra (Figura 2.28).

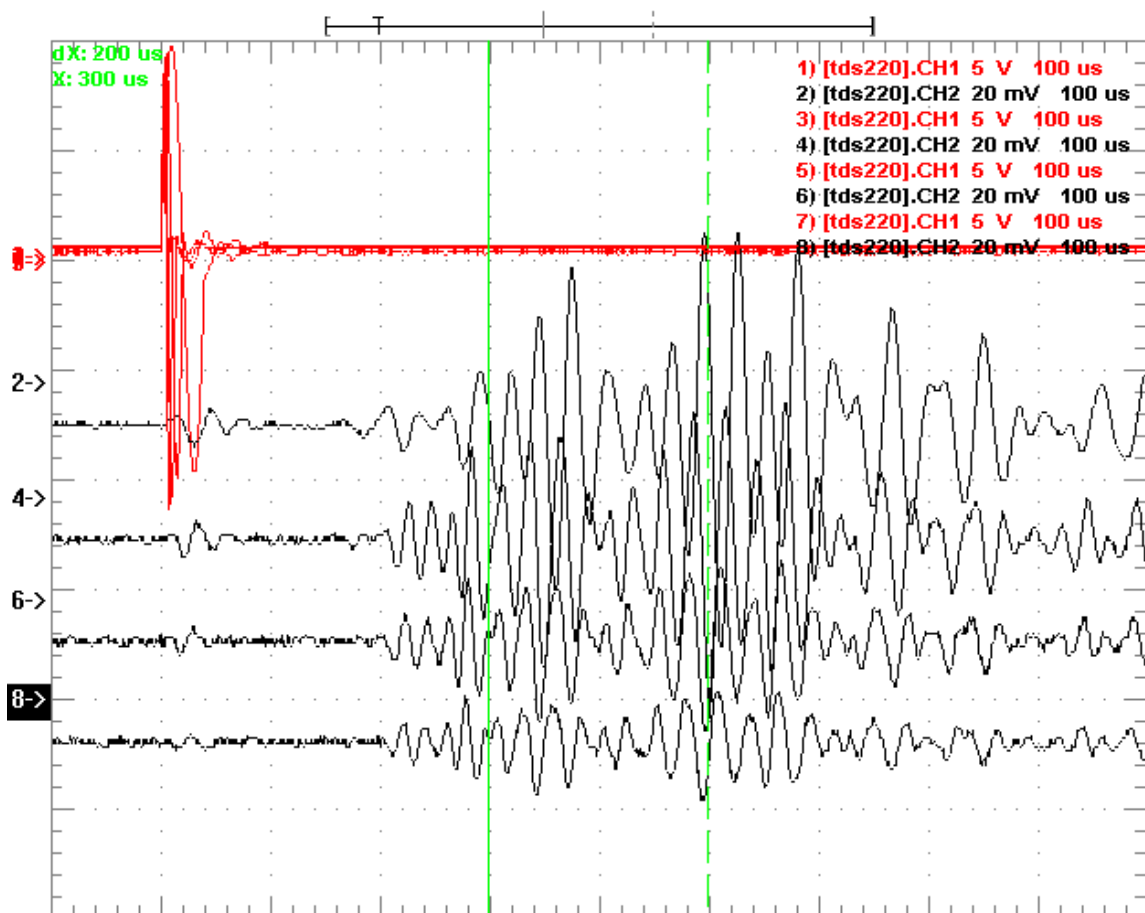


Fig. 2.2840 - Exemplo de registo de tempo de chegada de ondas P em WaveStar.

Ondas S

No caso das ondas de corte, a metodologia e equipamentos utilizados para a sua leitura e registo foram semelhantes aos das ondas de compressão, ou ondas P, variando apenas as frequências das ondas emitidas, sendo estas de 2, 4, 6 e 8 kHz.

Ao conhecer os tempos de propagação das ondas S e, consequentemente, as respectivas velocidades de propagação, é possível determinar certas características dos materiais como o módulo de distorção. No entanto, este parâmetro é de difícil quantificação devido aos diversos factores que o influenciam, como é o caso das características granulométricas e mineralógicas dependentes do efeito do tempo (*ageing*) e da cimentação estrutural que poderá, ou não, ter previamente ocorrido.

Os parâmetros mais influentes nas velocidades de propagação das ondas de corte foram identificados por Barros (1997) tendo concluído que, a tensão efectiva principal induzida na direcção de propagação da onda, a tensão efectiva principal presente na direcção de vibração da partícula ou direcção de polarização, o grau de saturação, o grau de cimentação e o índice de vazios são factores determinantes no comportamento deste tipo de ondas nos diferentes materiais.

No presente estudo, a propagação das ondas é efectuada longitudinalmente ao longo do provete na direcção vertical, pelo que o módulo de distorção depende essencialmente das tensões efectivas em particular a vertical, sendo os restantes parâmetros de menor importância, como é possível constatar através da expressão (2.21).

$$G = A \times f(e) \times \sigma_v^n \quad (2.21)$$

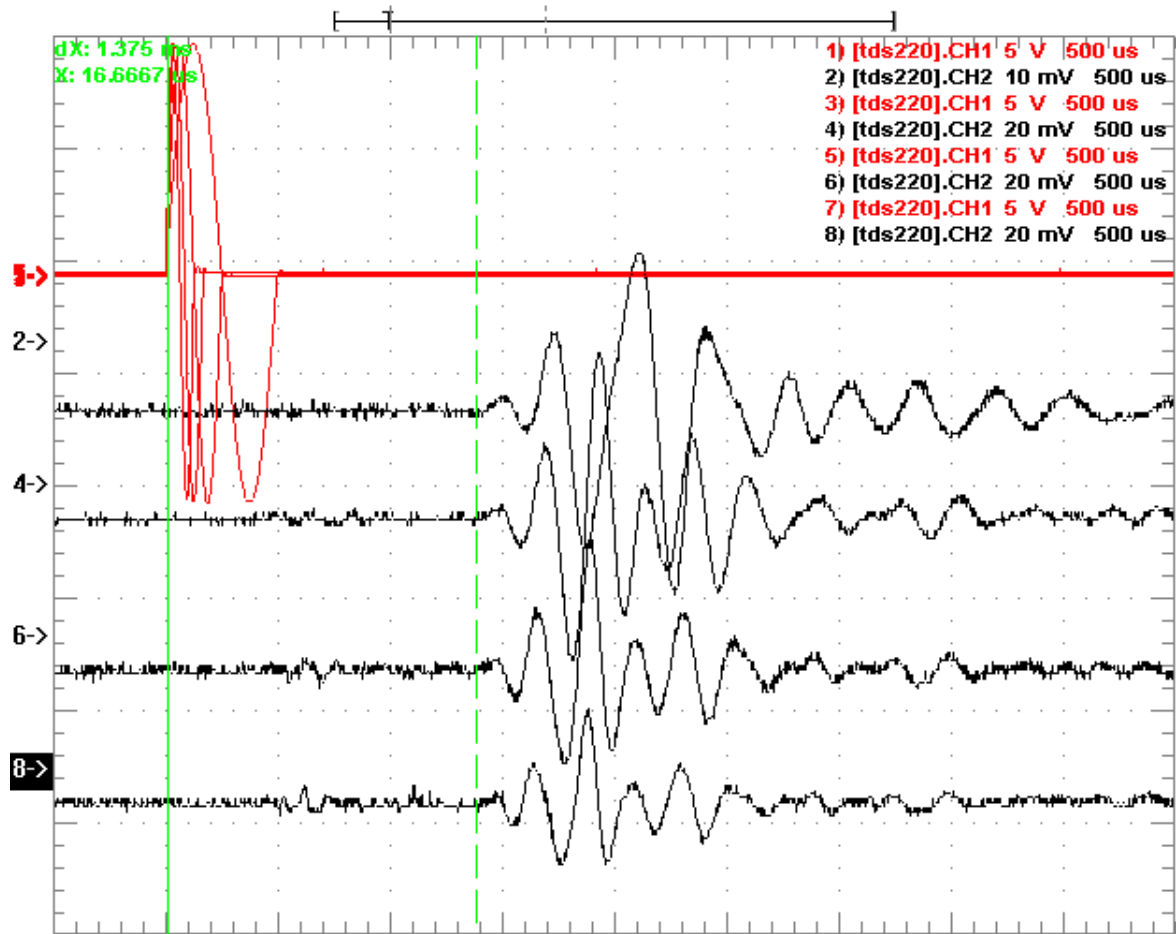


Fig. 2.29 - Exemplo de registo de tempo de chegada de ondas S em WaveStar.

3

CASO DE ESTUDO

3.1 DESCRIÇÃO DO CASO

A indústria mineira é um dos sectores mais importantes na economia de certos países, pois, além de gerar riqueza e emprego, promove o desenvolvimento de novas tecnologias. Esta tem influências marcadas sobre diversos sectores de actividade economia como o primário (pesquisa mineral), o secundário (transformação mineral: metalurgia, siderurgia, química, etc.) e terciário (mercado). No entanto, esta indústria produz grandes impactes sobre o meio ambiente. Devido à recente consciência ecológica, torna-se necessário encontrar soluções para a preservação e protecção ambiental.

O presente trabalho enquadra-se num estudo mais vasto sobre os resíduos de mineração obtidos no Brasil, onde esta indústria apresenta números significativos a nível mundial.

O processo de extracção mais utilizado hoje em dia foi desenvolvido e patenteado por Karl Josef Bayer em 1888 e pode ser esquematizado conforme a Figura 3.1 (Bedin, 2010):

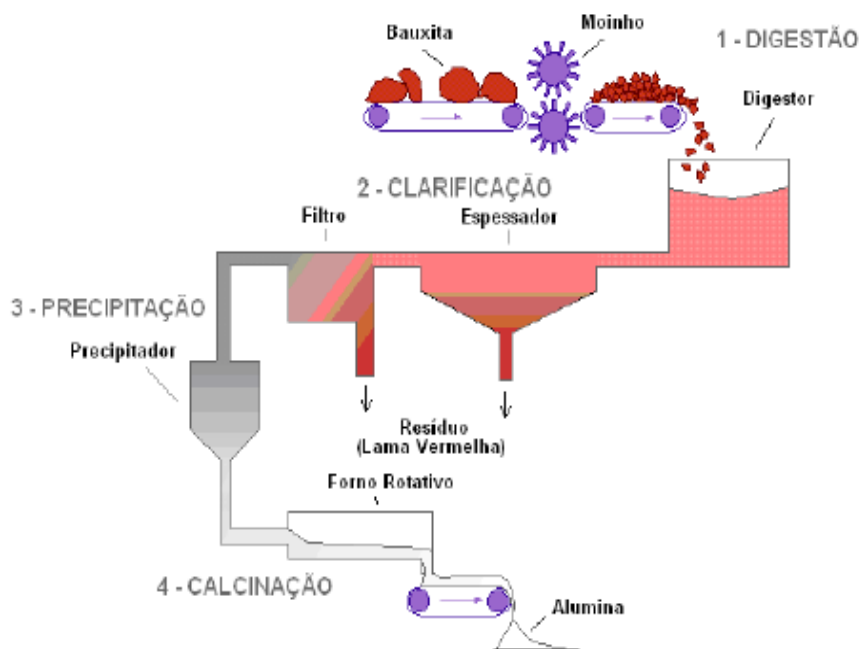


Fig. 3.1 - Esquema do processo Bayer (Bedin, 2010).

O processo é utilizado para o refinamento da bauxita (denominação dada devido à primeira extracção comercial ter ocorrido em Les Baux, França). Numa primeira fase, dá-se o processo de moagem seguida pela digestão: o material é misturado com uma solução cáustica de hidróxido de sódio (NaOH) a uma determinada temperatura e pressão de acordo com as propriedades da bauxita. Seguidamente, entra-se na fase de clarificação onde se separa as componentes sólidas (insolúveis) das líquidas. Na etapa seguinte, denominada de precipitação, a componente líquida é arrefecida e, posteriormente, lavada para remover todas as impurezas resultando então a alumina.

O resíduo insolúvel formado durante a clarificação, chamado genericamente de lama vermelha (granulometria fina), areia vermelha (granulometria arenosa), ou resíduo bauxita que é composto por óxidos insolúveis de ferro, quartzo, aluminossilicatos de sódio, carbonatos e aluminatos de cálcio e dióxido de titânio. Estes resíduos são dispostos em barragens de contenção projectadas especialmente para este fim (adaptado de Bedin, 2010).



Fig. 3.2- Reservatório de lama vermelha na Ilha de São Luís - Maranhão, Brasil (Bedin, 2010).

Estas barragens são construídas com o próprio resíduo sem qualquer tipo de compactação do material e são posteriormente enchidas sem que haja qualquer tratamento prévio deste. A rotura destas barragens é um fenómeno relativamente comum. Os estudos realizados para definirem as causas não encontram uma explicação concreta, no entanto, na maioria dos casos, é apontada como causa mais provável a liquefacção do material quer no corpo da barragem, quer no material nele depositado, isto porque, geralmente, não existe um sistema de drenagem interno eficiente, o que leva a um elevado grau de saturação de parte do maciço, e devido ao estado de baixa compacidade em que o material se encontrava após ser lançado: o facto de não ocorrer qualquer tipo de compactação no material confere a este um estado solto que, combinado com a granulometria na faixa de areia fina siltosa, reúne condições propícias ao fenómeno de liquefacção.

Estas roturas ocorrem em poucas horas e originam uma grande destruição nas suas imediações, como mostram as Figuras 3.3 e 3.4.



Fig. 3.3 - Rotura por liquefacção na barragem de Merriespruit, África do Sul, Fevereiro de 1994 (Bedin, 2010).



Fig. 3.4 - Vista aérea da rotura da barragem de Merriespruit (Bedin, 2010).

3.2 MATERIAL

O material utilizado no âmbito deste trabalho é um inerte produzido no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geo-ambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) no Brasil, a partir da moagem de uma areia proveniente da cidade de Osório. O objectivo era recriar um material com características granulométricas semelhantes ao dos resíduos de ouro sem qualquer aditivo químico.

Bedin (2010) caracterizou o material em questão concluindo que este se apresenta como não plástico e com as características e curvas granulométricas apresentadas no Quadro 3.1 e Figura 3.5.

Quadro 3.1 - Resultados de caracterização do material inerte (Bedin, 2010).

Material	G_s	γ_{nat} (KN/m ³)	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	IP
Material Inerte	2,7	20,2	10	62	28	NP

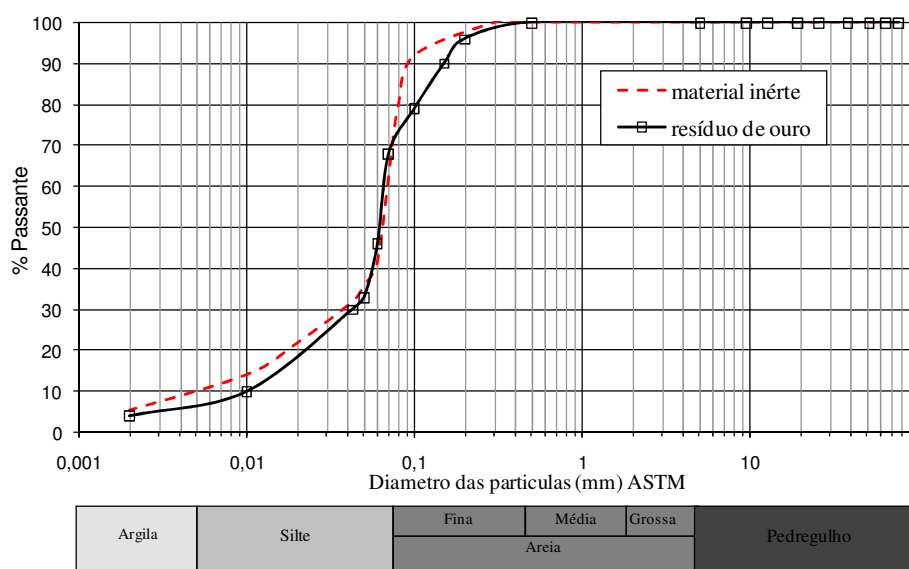


Fig. 3.5 - Curva granulométrica do material inerte e do resíduo de ouro (Bedin, 2010).

No entanto, a partir de novos ensaios, verificou-se que a curva granulométrica era, de facto, ligeiramente distinta da que havia sido determinada por um único ensaio no laboratório da UFRGS. Esta última, que foi encontrada no Laboratório de Geotecnia (LabGEO) da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP) (Figura 3.6) vai ser a adoptada neste estudo como representativa do solo em causa.

a)



b)

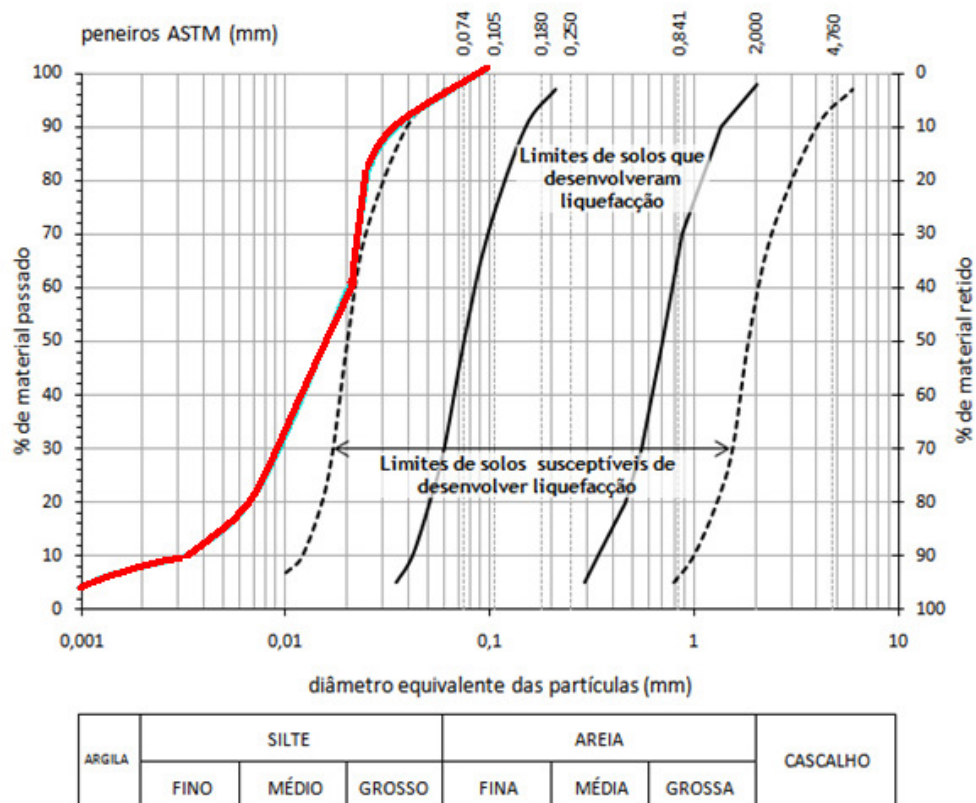


Fig. 3.6 – a) Análise do material, realizada no Laboratório de Geotecnia da FEUP; b) curva granulométrica do material inerte determinada no LabGEO comparada com a curva definida por Tsuchida para os limites de distribuição granulométrica com potencial para desenvolver liquefação.

Bedin (2010) chegou ainda à conclusão que as partículas apresentam um padrão microestrutural com arestas vivas e superfícies irregulares devido ao processo de moagem.

A Figura 3.7 apresenta as curvas índice de vazios - tensão (em escala logarítmica) obtidas nos ensaios de compressão.

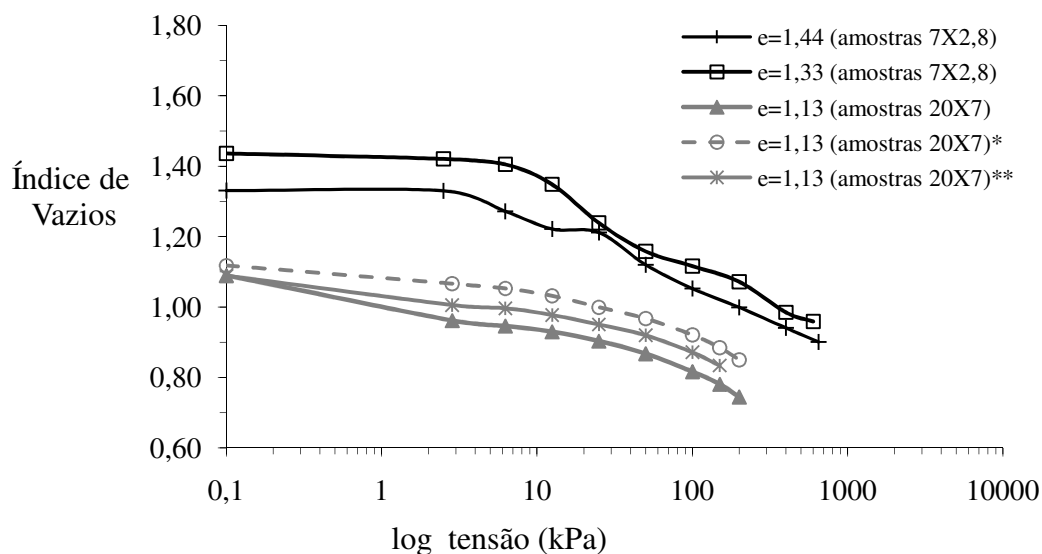


Fig. 3.7 - Resultado dos ensaios de compressão (adaptado de Gauer, 2009 por Bedin, 2010).

Através da realização de ensaios triaxiais em condições drenadas e não drenadas, foi possível definir o comportamento do material a nível de resistência e definir a sua linha de estado crítico.

As Figuras 3.8 e 3.9 mostram ainda o comportamento tensão-deformação e pressão neutra geradas durante os ensaios não drenados do material inerte (Bedin 2010). Os resultados são apresentados para duas faixas de tensões distintas para melhor observação de resultados. Nos resultados para tensões de confinamento inferiores a 50 kPa, todas as amostras apresentaram decréscimo das tensões de corte, resultando em tensões efectivas iguais ou próximas de zero para grandes deformações. Para tensões de confinamento superiores a 100 kPa, observa-se que a tensão de confinamento atinge um pico de resistência e segue com leve acréscimo para grandes deformações. Nos resultados obtidos nos ensaios drenados, observou-se deformação volumétrica e deformação axial da amostra durante todo o ensaio. A tensão de corte da amostra atingiu um valor máximo de resistência e permaneceu constante para grandes deformações (adaptado de Bedin, 2010).

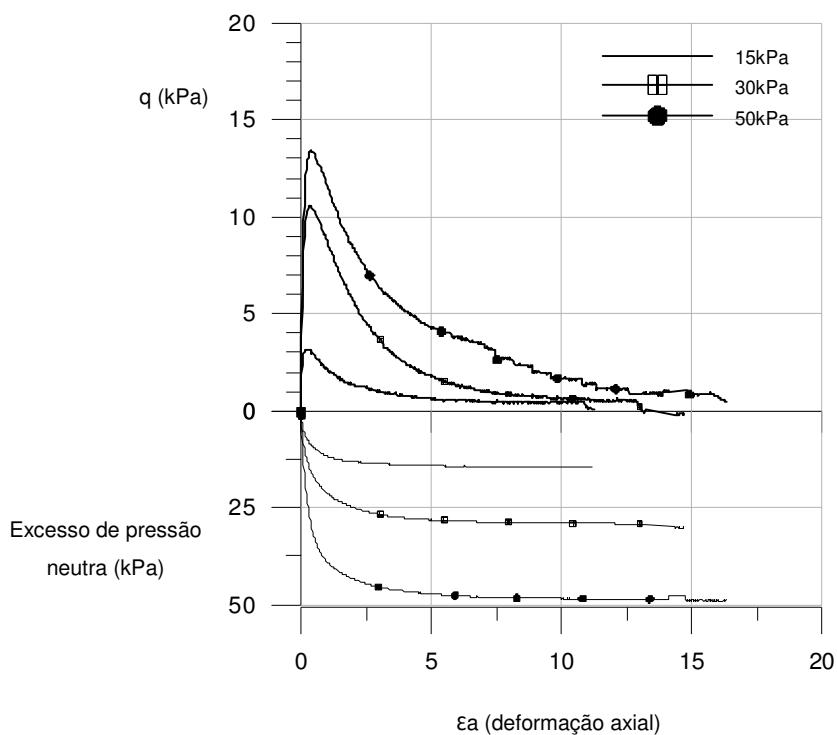


Fig. 3.8 - Relação tensão-deformação e pressão neutra para tensões de confinamento inferiores a 50 kPa nos ensaios triaxiais não drenados (Bedin, 2010).

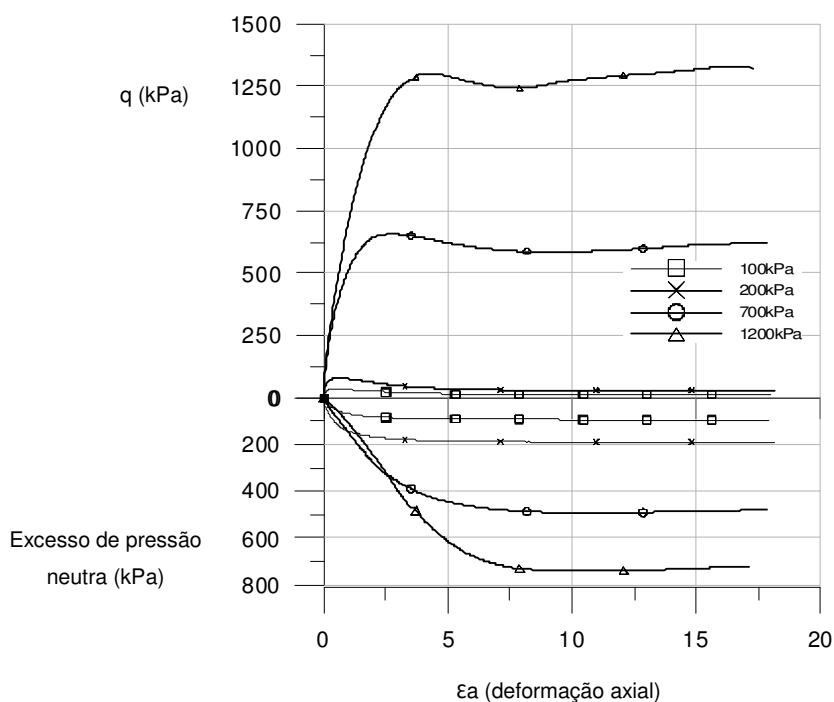


Fig. 3.9 - Relação tensão-deformação e pressão neutra para tensões de confinamento superiores a 100 kPa nos ensaios triaxiais não drenados (Bedin, 2010).

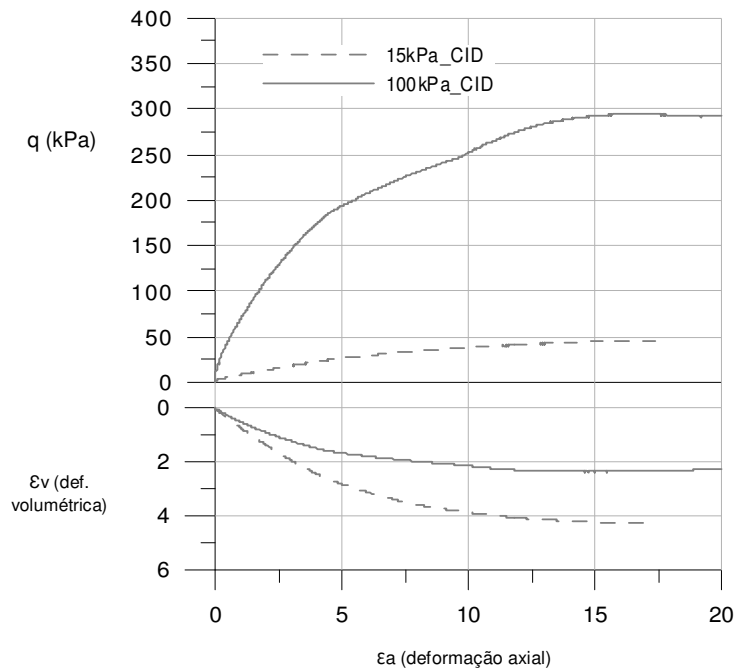


Fig. 3.10 - Relação tensão-deformação e variação volumétrica em ensaios triaxiais drenados (Bedin, 2010).

Bedin determinou ainda que, na presença de baixas tensões de confinamento, o risco de liquefação estática é considerável. Graficamente isto é comprovado pela mudança de inclinação da linha dos estados críticos apresentada na Figura 3.11, construída através dos resultados dos ensaios drenados e não drenados.

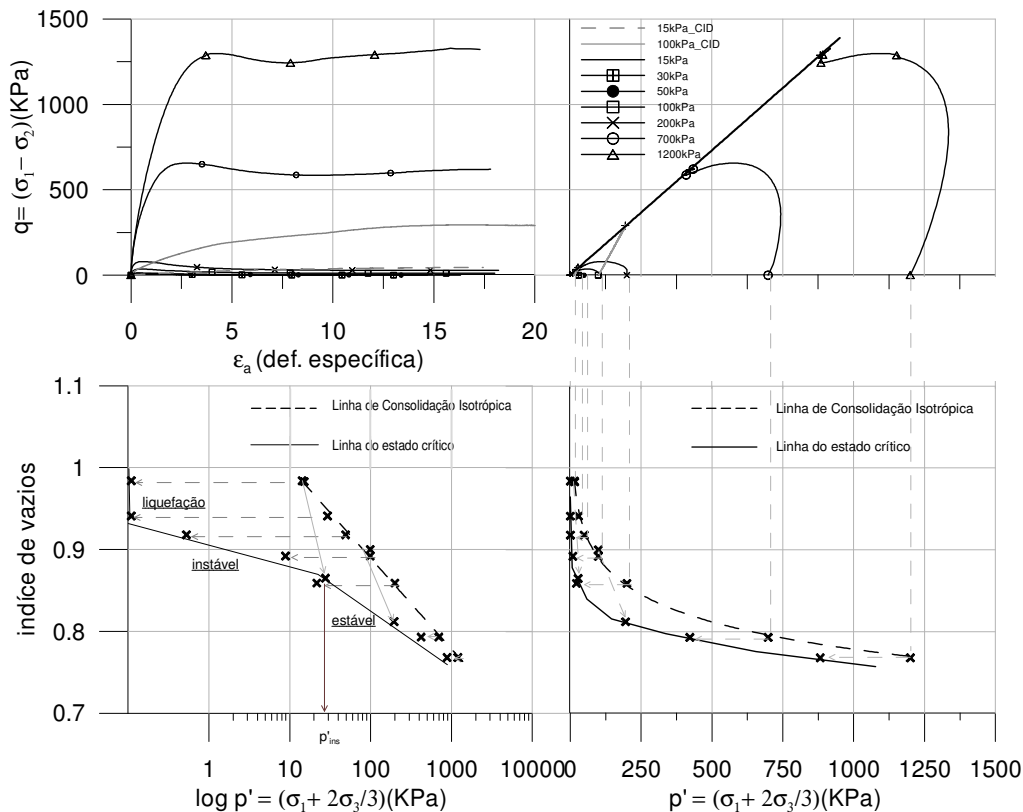


Fig. 3.11 - Determinação da linha de estado crítico no material inerte (Bedin, 2010).

No Quadro 7.2 é apresentado um resumo dos valores médios dos parâmetros comportamentais fundamentais do material estudados por Bedin e obtidos a partir de uma série de ensaios triaxiais realizados.

Quadro 6.2 - Resumo dos parâmetros comportamentais obtidos nos ensaios triaxiais (Bedin, 2010).

Índice físico			Consolidação		Parâmetro de estado	Parâmetros Efectivos	
γ_d	w_i	e_i	λ	N	ψ	c'	ϕ'
(kN/m³)	(%)					(kPa)	(graus)
13,65	11,5	1,22	0,06	2,25	0,05	0	30

Após a realização de diversos ensaios com diferentes tipos de materiais, Bedin concluiu que o material inerte em estudo é uma boa aproximação dos resíduos das escavações mineiras devido às grandes semelhanças nos parâmetros que os caracterizam, possibilitando a utilização deste novo material em novas pesquisas sobre o tema. Observou ainda um comportamento fortemente não linear da linha de estado crítico nos materiais siltosos com tendência para liquefazerem. Em trabalhos anteriores, a não-linearidade tinha sido atribuída à quebra de grãos para tensões superiores a 1000 kPa, no que resulta uma linha de estado crítico bilinear, isto é, constituída por dois segmentos de recta. No entanto, no seu trabalho, Bedin observou um novo ponto de inflexão para baixas tensões nas amostras com potencial

de liquefacção, sugerindo então que a linha de estado crítico, anagrama em condições não drenadas, fosse formada por, pelo menos, três segmentos de recta conforme representado na Figura 3.12. Este comportamento foi também comprovado com a análise da variação das velocidades das ondas sísmicas de corte, representadas na mesma figura pelo parâmetro associado módulo de distorção G_{crit} , que é o valor de G_0 para o ponto no limiar da rotura (crítico).

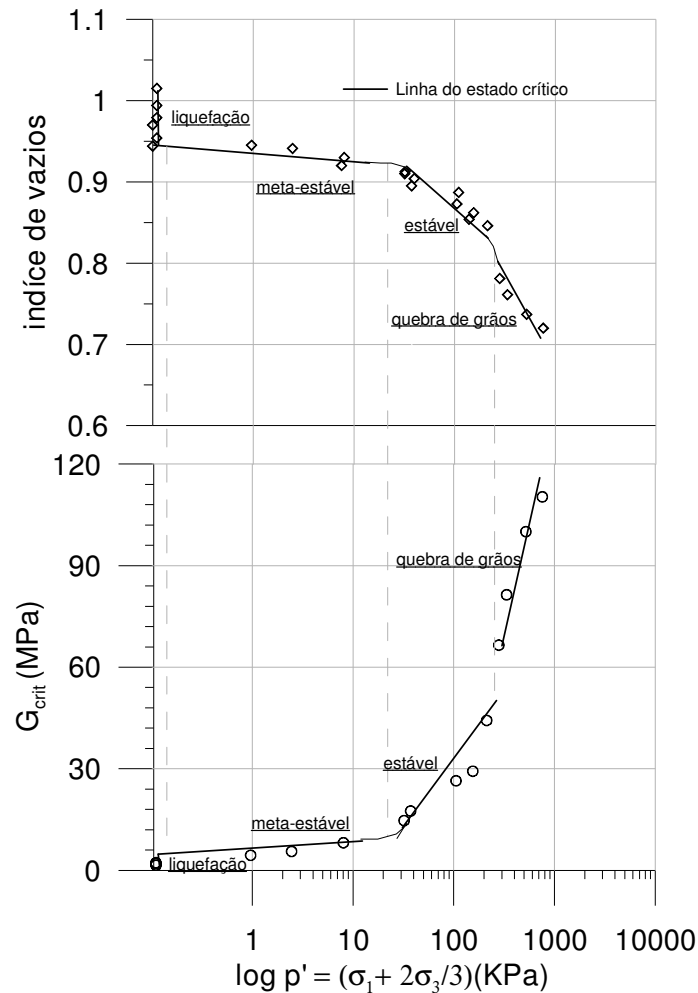


Fig. 3.12 - Representação da mudança de comportamento da linha dos estados críticos em materiais siltosos (Bedin, 2010).

4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1 EQUIPAMENTO

Todos os equipamentos utilizados no âmbito deste estudo fazem parte integrante do Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (LabGeo – FEUP) e foram totalmente disponibilizados para a realização dos ensaios necessários para a realização desta dissertação.

4.1.1 CÂMARA TRIAXIAL

O ensaio triaxial é comumente utilizado em laboratório para determinar a resistência ao corte dos solos. O facto de ser possível carregar a amostra em todas as direcções e em diferentes condições de estado de confinamento dá o nome ao ensaio, tornando possível realizar ensaios em que as condições presentes sejam mais verosímeis àquelas encontradas *in situ*.

O seu funcionamento básico parte da montagem de uma amostra dentro de uma câmara, que é posteriormente enchida com água, que induz uma pressão controlável nas faces do provete. Para além desta pressão, é ainda possível actuar no provete axialmente através de um êmbolo que se movimenta no interior da câmara. Assim, é possível levar uma amostra à rotura reproduzindo diferentes estados de tensão em que o solo se poderia encontrar em condições naturais. Finalmente, é possível impor nos interstícios (vazios) do provete uma pressão independente (por isso designada neutra ou de poros).

A amostra tem formato cilíndrico e dimensões variáveis consoante os materiais em causa e encontra-se dentro de uma membrana em látex que se adapta ao material e às suas deformações impedindo a troca de água entre a amostra e a água presente na câmara. É montada num pedestal solidário com a câmara para que o eixo da câmara e do provete fiquem coincidentes. Em cada uma das suas bases, tem uma pedra porosa que permite drenar água para o exterior sem danificar o provete já que retêm o material fino que possa ser arrastado. Todo o conjunto é isolado através da membrana e de quatro o-rings que garantem a estanquidade entre o interior e o exterior da amostra. Como se disse, no seu topo e na sua base existem ligações com o exterior, concretizadas através de linhas de drenagem que permitem impor pressões na água dos poros da amostra. A estas pressões dá-se o nome de contrapressões ou *back pressure* (BP) por serem actantes, sendo tendencialmente iguais às pressões neutras quando existe equilíbrio de fluxo.

Independentemente, no interior da câmara mas exteriormente ao provete, a pressão da água é também regulável através de uma entrada similar às anteriormente referidas. A esta chama-se pressão do fluido na célula ou *cell pressure* (CP).

Ambas as pressões são introduzidas com o auxílio de compressores ou equipamentos de acção pneumática ou hidráulica e controladas a partir de transdutores que se encontram junto às entradas na base da câmara.

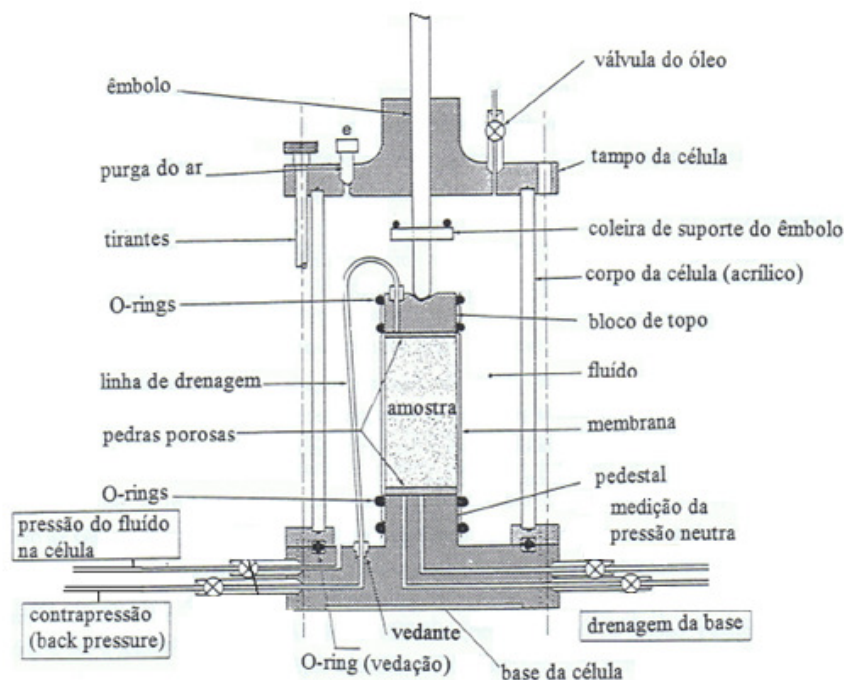


Fig. 4.1 - Pormenor de câmara triaxial (adaptado de Matos Fernandes, 2006).

A câmara triaxial é constituída por um tampo apoiado sobre uma base. Ao longo do ensaio, estes encontram-se solidários através da utilização de tirantes. Entre o tampo e a base encontra-se um cilindro de acrílico que funciona como parede da câmara permitindo observar o que se passa no seu interior. A sua estanquidade é garantida a partir de o-rings colocados na ligação base – acrílico e tampo – acrílico e que isolam o seu interior. As pressões instaladas quer no interior da câmara, quer do provete, são controladas através da injeção de fluidos sob pressão na base da câmara, que possui ligações com a base e o topo da amostra e com o interior da célula.

Existem variadas dimensões para as câmaras triaxiais bem como os limites de tensões máximas a que podem estar sujeitas. No presente trabalho foram utilizadas câmaras que permitem ensaiar provetes até 100 mm de diâmetro e com uma capacidade de pressão de 1700 kPa.

4.1.2 PRENSA CÍCLICA

Para a realização dos ensaios triaxiais cíclicos, foi necessário a utilização de uma prensa especial durante a fase de corte, onde seja permitido efectuar ciclos de carga/descarga de forma muito rápida (cerca de um segundo).

Para isso, recorreu-se a uma prensa com uma capacidade para cargas cíclicas até aos 10 kN e frequências de 1 Hz a 3 Hz, que possibilita um controle preciso do movimento da onda e da carga

aplicada. Esta prensa integra-se num sistema desenvolvido pelo Instituto de Engenharia Mecânica / Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial sob especificações do Labgeo da FEUP. Este sistema inclui ainda um motor e uma bomba com capacidade máxima de 250 bar, uma unidade hidráulica, um quadro eléctrico com protecção do motor e um botão de emergência.

Integrado no sistema, existe ainda um *software* que permite, para além da configuração dos parâmetros de ensaio, o armazenamento dos resultados obtidos. O sistema dispõe de vários canais onde se podem ligar vários transdutores de deslocamentos e pressões e células de carga.

4.1.3 BOMBAS AUTOMÁTICAS DE PRESSÃO E VOLUME

Estes equipamentos são controladores de pressão e volume de fluidos. Os utilizados, são de marca GDS® e permitem introduzir as pressões desejadas no interior da câmara nas diversas fases do ensaio. O seu funcionamento básico pode ser equiparado ao de uma seringa: ligados a um depósito de água, o recuo de um pistão dentro de um tubo cria sobre este sucção o que leva ao enchimento do próprio tubo. O movimento contrário leva à expulsão do fluido. A pressão a que o fluido é expelido depende da força aplicada no pistão. É portanto possível induzir pressões directamente no fluido através do controlo do movimento do pistão. Estas variações de pressões são controladas em tempo real graças à existência de uma placa de interface em contínua monitorização a partir da ligação a um sensor de pressões que está ligado a um computador, permitindo também fazer a aquisição contínua.



Fig. 4.2 - Controlador de pressão (GDS Instruments, 2009).

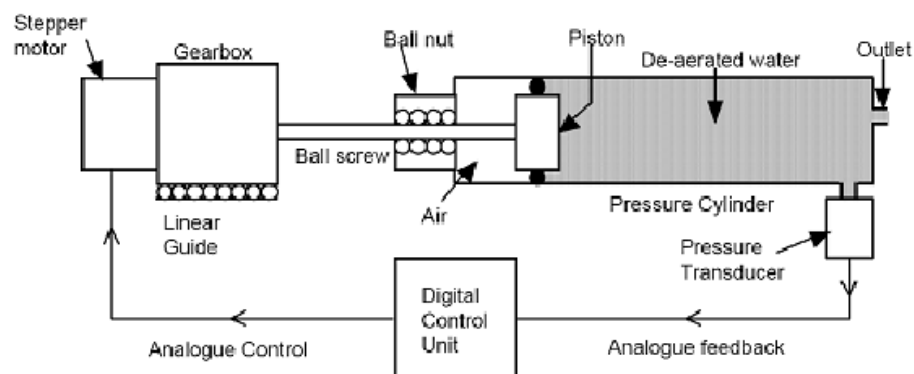


Fig. 4.3 - Diagrama de controlo (GDS Instruments, 2009).

4.1.4 SISTEMA DE EMISSÃO, LEITURA E REGISTO DE ONDAS SÍSMICAS

Como já foi dito anteriormente, o registo da velocidade de propagação de ondas num solo pode ser bastante útil. No presente trabalho, foram efectuadas diversas leituras de ondas com a finalidade de, a partir de um parâmetro de fácil obtenção, ser possível comparar os resultados obtidos em condições idealizadas com uma situação real. Para induzir um sinal de ondas na amostra foi utilizado um gerador de funções que permita criar diversas configurações de sinal (sinusoidal, quadrada, rampa) a diferentes frequências. O gerador utilizado foi o modelo TTI (*Thurlby Thandar Instruments*) TG1010® que tem a capacidade de memorizar diversas funções personalizadas e que, portanto, otimiza a sua utilização.



Fig. 4.4 - Gerador de funções TTI TG1010®.

Após serem transmitidas, e de forma a facilitar a sua leitura, as ondas de resposta são amplificadas a partir de amplificadores de sinal. Estes amplificadores construídos pela *University of Western Australia* (UWA) em Perth e que acompanham os *bender/extender elements*, permitem também gerir a utilização dos canais por cada par de transdutores.



Fig. 4.5 - Amplificadores de sinal UWA, Perth, Austrália.

O registo da chegada dos sinais é feito a partir de um osciloscópio (modelo Tektronix TDS220®) que permite ler, no momento, o intervalo de tempo que decorre entre a emissão e a receção do sinal. Ao estar ligado a um computador, a aquisição dos dados obtidos é feita a partir do software WaveStar®.



Fig. 4.6 – Osciloscópio Tektronix TDS220 ®.

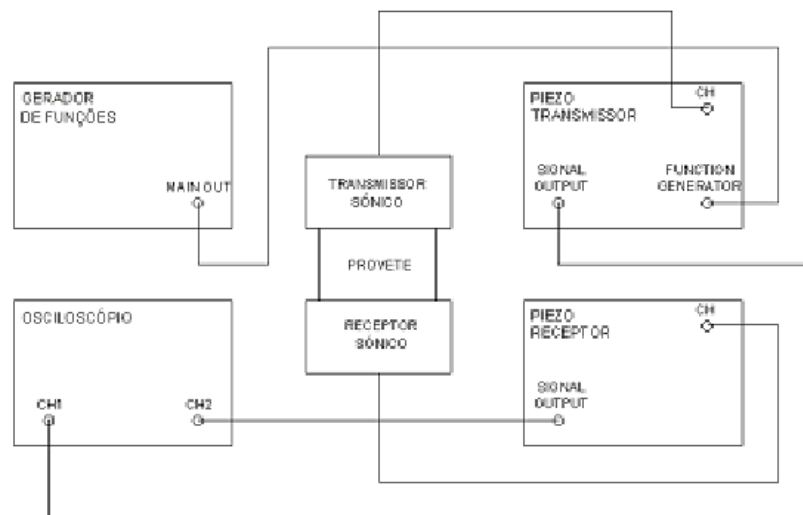


Fig. 4.7 - Esquema de ligação entre os elementos referidos e o sistema bender/extender elements (adaptado de Fonseca, 2009).

4.2 INSTRUMENTAÇÃO

Todos os procedimentos anteriormente descritos foram controlados através do software DynaTester, que foi desenvolvido por uma equipa do Instituto de Engenharia Mecânica / Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial, sob especificações do LabGeo-FEUP.

4.2.1 LVDT – INSTRUMENTOS DE MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS EXTERNOS

Os LVDT's (Linearly Variable Differential Transformers) permitem efectuar medições de deformações lineares. São constituídos por dois corpos diferentes que se movimentam entre si: um apoiado sobre um ponto imóvel mantém uma posição fixa, outro movimenta-se solidariamente com o objecto móvel. O deslocamento relativo entre os dois constituintes do LVDT dá portanto o deslocamento relativo entre a parte fixa e a haste em movimento do corpo.

Estes aparelhos permitem efectuar medições lineares com uma grande exactidão não estando sujeitos a desgaste mecânico (Costa, 2008).

O transdutor é constituído por três bobines e um núcleo cilíndrico de material ferromagnético. Na bobina central, designada também como bobina primária, é aplicada uma corrente alternada, o que faz com que uma tensão seja induzida em cada bobina secundária. Como resultado, é enviado ao sistema de aquisição um sinal linear proporcional ao deslocamento do núcleo que se move solidariamente com o que se deseja medir.

Os LVDT's utilizados no âmbito deste trabalho possuem uma amplitude de 50 mm e foram utilizados para medir o deslocamento relativo entre o topo da câmara triaxial e o pistão de carga durante corte. Este deslocamento traduz-se na deformação axial sofrida pelo provete nesta fase do ensaio.

4.2.2 HALL-EFFECTS – TRANSDUTORES INTERNOS DE MEDIÇÃO DE DEFORMAÇÃO

Estes aparelhos, colocados solidariamente com o provete, possibilitam a medição da deformações axiais e radiais por este sofridas ao longo de todo o ensaio. De forma a obter o máximo de precisão nas leituras, os aparelhos são colados ao exterior da membrana do provete, acompanhando portanto todas as deformações por este sofridas e estando menos sujeitos aos efeitos das interfaces com as placas de extremidade e das inércias dos dispositivos mecânicos (Rocha, 2010). O facto de serem resistentes à água permite a sua utilização no interior da câmara triaxial.

Ainda antes de iniciar qualquer ensaio, utilizou-se um calibrador (aparelho específico desenvolvido no Laboratório de Geotecnia da FEUP) para a calibração dos transdutores internos de medição de deformação. Este aparelho permite conhecer, com base num micrómetro, quantos milímetros se deslocam os pontos de apoio de um transdutor. A partir deste dado, é possível transmitir a informação adquirida ao sistema de aquisição que faz a conversão de *Volts* registados para milímetros percorridos, resultado do ensaio.



Fig. 4.8 - Calibração dos transdutores internos de medição de deformação no LabGeo da FEUP.

4.2.3 BENDER/EXTENDER ELEMENTS – TRANSDUTORES PIEZOELÉCTRICOS

Os transdutores piezoeléctricos são equipamentos em contacto directo com a amostra que são utilizados para efectuar a propagação de ondas sísmicas do tipo S (corte) e P (compressão). São utilizados quer para receber, quer para transmitir a onda desejada, por esse motivo, são utilizados dois transdutores localizados na base e no topo do provete inseridos nas pedras porosas para que a onda se propague axialmente na amostra.



Fig. 4.9 - Aspecto de um bender/extender element.

São vários os dispositivos que estão disponíveis no LabGeo da FEUP, desde os primeiros do ISMES, em Itália, seguindo-se uns provenientes da Universidade de Bristol, fruto de uma colaboração de longa data com uma equipa liderada pelo Dr. David Nash, e, mais recentemente, os provenientes da UWA,

em Perth. O sistema de aquisição e gestão de resultados foi desenvolvido no LabGeo da FEUP através de dos equipamentos anteriormente descritos.

Os transdutores piezoelétricos são constituídos por duas placas piezocerâmicas e são livres para efectuar movimentos de extensão, compressão e flexão. Neste trabalho foram utilizados transdutores de dois tipos utilizados em simultâneo de forma a ser possível trabalhar com diversos tipos de ondas.

Os transdutores de flexão, ou *bender elements*, permitem propagar ondas de corte através da amostra a partir da sua deformação em flexão, isto é, quando uma das placas constituintes expande e, simultaneamente, a outra contrai.

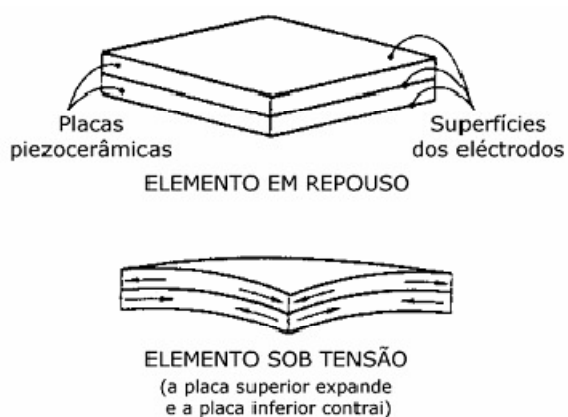


Fig. 4.10 - Elementos piezoelétricos em repouso e sob tensão (Dyvik e Madshus, 1985, adaptado por Ferreira, 2003).

Ao repetir este movimento nas duas direcções perpendiculares às placas piezocerâmicas, é possível originar um impulso sinusoidal de ondas de corte.

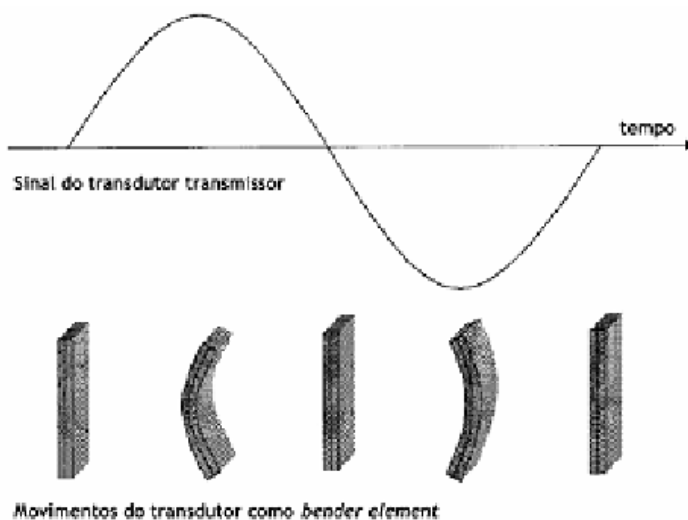


Fig. 4.11 - Esquema de funcionamento de um bender element (Ferreira, 2003).

Já os transdutores de extensão (*extender elements*), que são em tudo semelhantes aos *bender elements* a nível físico, realizam um movimento de extensão-compressão. Este movimento, em contacto com a amostra, produz ondas P por meio da alteração no modo de ligação das placas relativamente à direcção de polarização. Ao inverter esta relação, isto é, transformando a ligação em série para paralelo e vice-versa, é alterado o movimento de deformação do transdutor e, consequentemente, a natureza volumétrica da onda propagada (Ferreira, 2003).

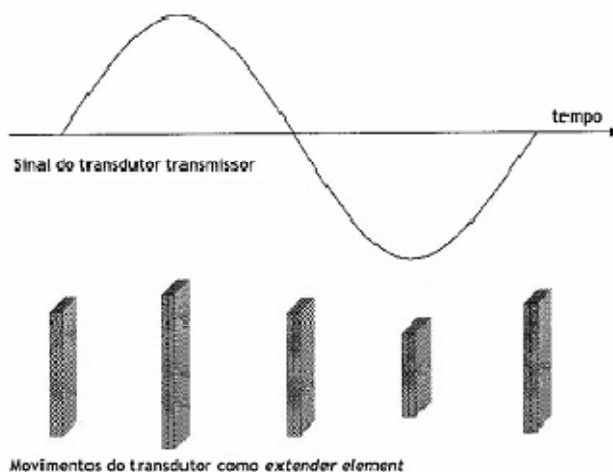


Fig. 4.12 - Esquema de funcionamento de um extender element (Ferreira, 2003).

4.3 PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

Nos ensaios triaxiais realizados, a montagem da amostra foi efectuada na própria base da câmara triaxial que possui já um suporte para a colocação do provete. O processo inicia-se com a marcação de uma membrana em latex com linhas guia para auxiliar a colocação do material e a aplicação da instrumentação interna nos ensaios estáticos. Posteriormente, é aplicado um filtro junto às pedras porosas com o formato destas e do *bender/extender element* e cuja função é impedir a passagem de finos através da pedra porosa.

Depois, é colocada a membrana no pedestal da base da câmara que é fixa graças aos dois *o-rings* inferiores. Um molde metálico e cilíndrico é então colocado sobre a placa da base, de forma a que a membrana passe pelo seu interior. Em seguida, a membrana é esticada e encaixada ao topo do molde ficando com o formato cilíndrico deste. De forma a ficarem perfeitamente solidários, é aplicada uma pressão negativa (sucção) entre a membrana e o molde na ordem dos 50 kPa.

Depois de levantada a base, são efectuadas as medições da altura e diâmetro do molde com o auxílio de um paquímetro. Estas servem para calcular a quantidade de material necessário para reproduzir as condições iniciais desejadas no provete que passam por um índice de vazios de 1,3 e um teor em água de 11,5%. Para obter tal teor em água, foi utilizada a técnica *moist tamping*, onde se utiliza uma determinada quantidade de solo seco ao qual se acrescenta uma pequena percentagem de água.

O material é então preparado e a quantidade necessária deste é dividida em 3 para a preparação do provete por camadas. Esta opção permite moldar o provete por etapas, evitando assim erros grosseiros de compactação no final da montagem. São ainda retiradas duas amostras de material para posterior controlo do teor em água.

Colocado todo o solo necessário e após nivelar o material, é montado o topo com um filtro igual ao utilizado anteriormente e tendo o cuidado de orientar o *bender/extender element* em conformidade com o da base. A membrana é então ajustada ao topo através de dois *o-rings*.

Estando este processo finalizado, é possível retirar o molde metálico. Para isso, é montado um sistema de vácuo no topo da amostra que induz pressão negativa nesta na ordem dos 10 kPa e ajudam o provete a manter-se inalterado até ao início do ensaio.

Finalmente, é colocada a câmara que deve ser devidamente fechada. Neste momento, é introduzida água no seu interior com uma pressão de 10 kPa a fim de substituir o vácuo anteriormente imposto. Dá-se então por concluída a fase de montagem das amostras.

4.4 ENSAIOS TRIAXIAIS

Uma das maiores problemáticas dos ensaios em laboratório para a caracterização dos solos é a simulação das condições prevalecentes *in situ* antes do carregamento. Para as reproduzir, é necessário passar por um processo com três fases distintas para reintroduzir as amostras no seu estado de tensão efectiva de repouso para que a resposta no ensaio seja próxima daquela que seria obtida em campo. Só depois de se ter passado pelas três fases é que se pode avançar para a última fase do ensaio, o corte.

É de notar que, no âmbito deste projecto, foram realizados dois tipos de ensaios triaxiais: estáticos e cíclicos. Em ambos, o processo de preparação da amostra é igual, divergindo a metodologia apenas na fase de corte.

4.4.1 PERCOLAÇÃO

Após preparação do provete e enchimento da câmara, inicia-se o processo de percolação que tem como objectivo a expulsão do ar que se encontra entre as partículas da amostra moldada em laboratório, preenchendo esses vazios com água.

Para isso, é introduzida água desaerada (proveniente de um dispositivo de vácuo) com baixa pressão na base do provete. Após atravessar toda a amostra, sai pelo seu topo trazendo consigo o ar. A percolação deve ser efectuada no sentido ascendente para facilitar a expulsão do ar. Este processo dá-se por terminado quando é expulsa uma quantidade de água correspondente ao dobro do volume de vazios da amostra. Inicialmente, efectuou-se a percolação com uma pressão na célula de 20 kPa e uma contrapressão de 10 kPa na base do provete e zero no seu topo. No entanto verificou-se que este processo era bastante moroso levando cerca de dois dias a percolar o volume de água pretendido, optando-se portanto por aumentar o valor das contrapressões para 15 kPa na base, tendo diminuído o tempo para aproximadamente 24 horas.

4.4.2 SATURAÇÃO

Em seguida dá-se a saturação do provete que é uma fase complementar á anterior, isto é, o seu objectivo é também o de expulsar partículas de ar no interior do provete, no entanto, enquanto que a percolação consegue remover partículas relativamente grandes de ar, a saturação remove aquelas de dimensões menores que ainda permanecem no interior da amostra.

É executada através da aplicação de pressões neutras, ou intersticiais, gradualmente crescentes, mantendo a tensão efectiva constante (Rocha, 2010).

Em todos os ensaios realizados no âmbito deste trabalho, iniciou-se a saturação com uma tensão de confinamento (CP) de 20 kPa que foi linearmente incrementada até ao valor 510 kPa em aproximadamente 16 horas. O valor das tensões efectivas (diferença entre CP e BP) foi mantido aproximadamente constante ao longo de todo o processo com um valor de 10 kPa. O aumento gradual das tensões foi feito de forma automática a partir de *softwares* desenvolvidos na FEUP em ambiente LabVIEW (Costa, 2008). Nos ensaios estáticos foram utilizados reguladores de ar automáticos para aplicar as pressões, já nos ensaios cíclicos optou-se pela utilização de GDS's.

Esta fase dá-se por concluída quando se considera que o provete está completamente saturado. Esta informação é dada através da leitura do parâmetro B de Skempton que mede a resposta do sistema quando se dá um incremento brusco do nível de tensão isotrópica, $\Delta\sigma_3$. Caso a amostra esteja totalmente saturada, este aumento de pressões impostas no interior do provete é totalmente transmitido para as partículas de água dos poros, isto é, para a pressão neutra. Isso significa que o valor do excesso de pressão neutra, Δu , é igual a $\Delta\sigma_3$ e, portanto, segundo a expressão (4.1), B apresenta-se igual à unidade.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad (4.1)$$

Para determinar este parâmetro em laboratório, é necessário começar por se registar os valores de confinamento e da contrapressão estabilizados após a aplicação das tensões de saturação. De seguida, aumenta-se o valor de CP em 30 kPa (valor utilizado para todos os ensaios) e lê-se o novo valor de BP perante as novas condições, tendo o cuidado de manter a ligação de BP com o exterior fechada para evitar o sobreconsolidamento da amostra. Desta forma é possível calcular o valor do parâmetro B de Skempton (que deve atingir valores próximos de um) e definir se a amostra se aproxima já de uma forma aceitável da condição desejada.

4.4.3 CONSOLIDAÇÃO

Nesta fase, todo o ar que inicialmente se encontrava na amostra já foi expelido e substituído por partículas de água, tal como se encontraria *in situ*. No entanto, para que as condições em laboratório fiquem como desejadas, é ainda necessário reproduzir os diversos estados de tensão a que o material estaria sujeito nas condições a estudar. Ao processo que impõe o aumento das tensões efectivas dá-se o nome de consolidação. Este consiste em incrementar o valor da pressão de confinamento (CP) mantendo o valor da contrapressão (BP) inalterado desde o final da saturação. Na realidade, no terreno, é possível relacionar o valor das tensões efectivas com a profundidade a que o solo se encontra. Desta forma, neste estudo, foram realizados diversos ensaios com variados valores da variação da pressão de confinamento a fim de se obter resultados que permitam obter uma visão mais alargada de situações reais.

Este processo foi realizado em todos os ensaios em condições drenadas e de forma muito lenta para evitar a formação de excessos de pressão neutra na amostra. O processo dá-se por terminado quando as variações volumétricas do provete estabilizam.

4.4.4 CORTE

4.4.4.1 Corte triaxial estático

Nos ensaios estáticos, a consolidação do provete é isotrópica, o que significa que as tensões vertical e horizontal são iguais, isto é, o coeficiente de impulso K_0 , que representa o estado de tensão efectiva de partida e depende essencialmente da história geológica do terreno, é igual a 1.

Apesar deste valor de K_0 não ser realista para o material em questão, foi adoptado para este tipo de ensaios já que a prensa utilizada é controlada de forma manual, o que dificulta a precisão da força vertical aplicada.

Isto significa que, logo após o final da consolidação, a amostra está pronta para ser submetida ao corte. Este é realizado em condições não drenadas (CK_0U) a partir da imposição da deformação axial: é imposto um movimento ascendente na câmara que leva o provete ao encontro do êmbolo. O êmbolo, que está imóvel, vai aplicar uma determinada força na amostra como resposta ao movimento desta. A velocidade de movimento definida é lenta (0,1mm/min) para evitar que a geração de excessos de pressão neutra se dê de forma rápida.

Podemos considerar que a variação volumétrica é nula ao longo de todo o corte já que o ensaio é não drenado (o que significa que não há troca de fluidos entre o interior do provete e o exterior) e a amostra se encontra saturada (devido ao facto da água ser um líquido incompressível). Desta forma, para efeitos de cálculo, pode-se admitir que o índice de vazios se mantém constante ao longo de toda a fase de corte.

4.4.4.2 Corte triaxial cíclico

No ensaio cíclico, o corte é realizado em condições anisotrópicas, isto é, o valor das tensões efectivas horizontal e vertical variam em função do coeficiente de impulso. Para este material, foi adoptado um valor de K_0 igual a 0,5 à luz da proposta de Jaky (1944) que é função do ângulo de atrito que, para este material, apresenta um valor de 30° .

De facto, o provete já se encontra carregado nas duas direcções devido à pressão exercida pela água no interior da câmara. No entanto, para adquirir as condições desejadas, é necessário realizar um incremento na tensão efectiva vertical para que esta iguale o valor obtido a partir da expressão (4.2). Este incremento é imposto na chamada fase de consolidação anisotrópica que de seguida se descreve.

Conhecendo o valor de σ'_v que se pretende atingir, a força F necessária para se obter um coeficiente de impulso de 0,5 é determinada a partir da expressão (4.3).

$$F = A \times \Delta\sigma_1 \quad (4.3)$$

Correspondendo o parâmetro A à área corrigida da base do provete e $\Delta\sigma_1$ à diferença entre a tensão efectiva vertical e a tensão efectiva horizontal. De forma a não gerar excessos de pressão neutra, este carregamento é feito em condições drenadas e de forma muito lenta, tendo sido a velocidade de carregamento inicialmente escolhida de 20 N/min mas passando, numa fase mais avançada, para cerca de 5 N/min. Este processo foi realizado de forma automática a partir do software DynaTester.

Após atingir o valor pretendido, estas condições são mantidas constantes durante um determinado período de tempo designado como patamar de carga. Neste trabalho, optou-se por um intervalo de 30

minutos. Quando o patamar de carga se aproxima do fim (a aproximadamente 30 segundos do seu final), é necessário fechar a válvula de ligação entre o interior da amostra e o exterior de forma a que o resto do ensaio se proceda em condições não drenadas.

Finalmente, são aplicados os ciclos de carga e descarga de forma quase instantânea com a amplitude definida de forma a simular um sismo. Estes incrementos velozes das tensões aplicadas provocam excessos de pressão neutra no provete quase instantâneos ao contrário do que acontecia nos ensaios estáticos.

5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÓNICOS

5.1.1 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

No âmbito deste trabalho, foram realizados oito ensaios triaxiais estáticos de forma a confirmar os resultados obtidos por Bedin (2010) no seu estudo com o mesmo material. No entanto, nem todos os ensaios foram concluídos devido a alguns contratempos que serão posteriormente referidos.

Na preparação do material, procurou-se obter um índice de vazios de 1,3 e um teor em água que se aproximasse dos 11,5 %. Estas condições foram idealizadas após análise dos resultados dos ensaios de Bedin, de forma a manter semelhantes as condições assumidas para as simulações de estado anteriormente estudadas. Todos estes ensaios foram realizados com consolidações isotrópicas como foi explicado no capítulo 4.

O processo de moldagem utilizado foi similar ao descrito anteriormente, no capítulo 4.

No entanto, quando é efectuada a montagem da amostra, há sempre uma diminuição do teor em água causada pela própria evaporação. Para controlar o valor real obtido, no final da moldagem, são retiradas duas amostras do material sobranter. A partir destas, o verdadeiro teor em água pode então ser determinado a partir da expressão (5.1).

$$w_{real} (\%) = \frac{W - W_d}{W_d} \times 100 \quad (5.1)$$

Em que:

- w_{real} : é o teor em água real da amostra no final da moldagem;
- W : é o peso do solo húmido;
- W_d : é o peso do solo seco.

Há ainda uma ligeira alteração do índice de vazios causada pelo eventual acréscimo de material da amostra já que nem sempre é possível moldar o provete com a quantidade certa de material

prospectivada. O verdadeiro valor do índice de vazios inicial pode ser então calculado a partir da expressão (5.2).

$$e_0 = G \times \frac{\gamma_w (1 + w)}{\frac{W_0 + W_{\text{acrescentado}}}{V}} - 1 \quad (5.2)$$

Em que:

- e_0 : é o índice de vazios no final da moldagem;
- G : é a densidade das partículas (segundo Bedin 2010, $G = 2,69$);
- γ_w : é o peso volúmico da água (kN/m^3);
- w : é o teor em água;
- W_0 : é o peso de material húmido necessário calculado;
- $W_{\text{acrescentado}}$: é o peso do material húmido acrescentado na moldagem.

Os valores reais obtidos após moldagem são apresentados no Quadro 5.1. Aqui encontram-se todos os ensaios realizados, no entanto, apenas os ensaios não drenados E4, E5 e E8 e os ensaios drenados E10 e E11 foram concluídos com sucesso, sendo as falhas dos restantes ensaios explicadas posteriormente.

Quadro 5.1 - Condições iniciais obtidas para a realização dos ensaios triaxiais monotónicos.

Ensaio	Tipo	w (%)	σ'_h (kPa)	K_0	σ'_v (kPa)	e_0	e_f
E1	CK ₀ U	10,84	20	1	20	1,24	ND
E2	CK ₀ U	11,12	200	1	200	1,32	ND
E3	CK ₀ U	11,45	50	1	50	1,26	ND
E4	CK ₀ U	11,32	50	1	50	1,32	0,91
E5	CK ₀ U	11,10	100	1	100	1,13	0,87
E6	CK ₀ U	11,07	20	1	20	1,05	ND
E7	CK ₀ U	10,63	20	1	20	1,23	ND
E8	CK ₀ U	11,47	20	1	20	1,10	0,96
E10	CK ₀ D	11,24	20	1	20	1,31	0,86
E11	CK ₀ D	11,21	400	1	400	1,25	0,73

Na avaliação do grau de saturação, foram utilizados o parâmetro B de Skempton, já referido no capítulo 4, e o registo da velocidade das ondas P. No Quadro 8.2 apresentam-se os valores obtidos em ambos os métodos.

Quadro 5.2 - Avaliação do nível de saturação nos ensaios triaxiais monotónicos.

Ensaio	CP (kPa)	BP (kPa)	B	Vp (m/s)
E1	510	500	ND	773,06
E2	510	500	0,96	909,83
E3	510	500	ND	ND
E4	510	500	0,94	734,64
E5	510	500	0,91	827,12
E6	510	500	0,93	716,83
E7	510	500	0,92	844,84
E8	510	500	0,97	938,71

ND: não determinado

Os valores teóricos de uma saturação total deveriam corresponder a 1 para o parâmetro B de Skempton e de cerca de 1300 a 1500 m/s para a velocidade de propagação das ondas P (Ferreira, 2003). Estes valores estão longe de se aproximarem dos valores registados. Isto pode ser explicado devido ao curto período de saturação a que estiveram sujeitos os provetes que, na generalidade, não passou de um dia, e cuja relevância é significativa na dissolução do ar na água, no entanto, as amostras foram consideradas saturadas perante os resultados do parâmetro B de Skempton.

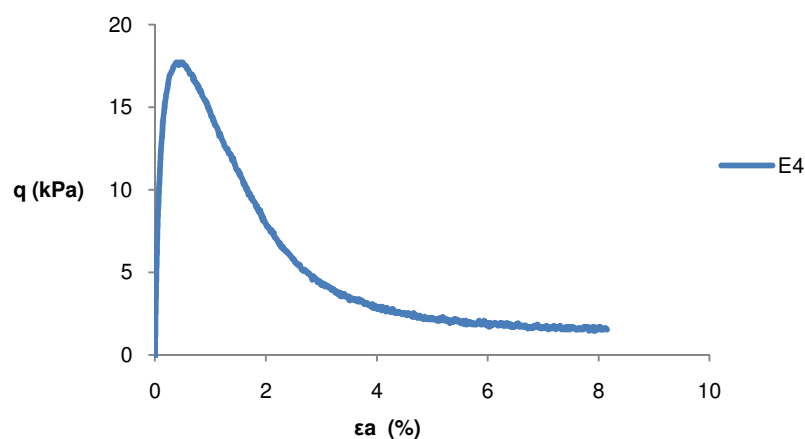
5.1.2 APRESENTAÇÃO DOS ENSAIOS MONOTÓNICOS REALIZADOS

De seguida, apresentam-se os resultados dos ensaios triaxiais monotónicos não drenados concluídos, apresentados em gráficos ϵ_a -q e ϵ_a - Δu , em que ϵ_a representa a deformação axial sofrida pelo provete ao longo da fase de corte, q a tensão de desvio definida a partir da expressão (5.3) e Δu o excesso de pressão neutra gerada.

$$q = \sigma'_v - \sigma'_h \quad (5.3)$$

O primeiro ensaio efectuado com sucesso foi o “E4”, realizado com uma tensão de confinamento de 50 kPa.

a)



b)

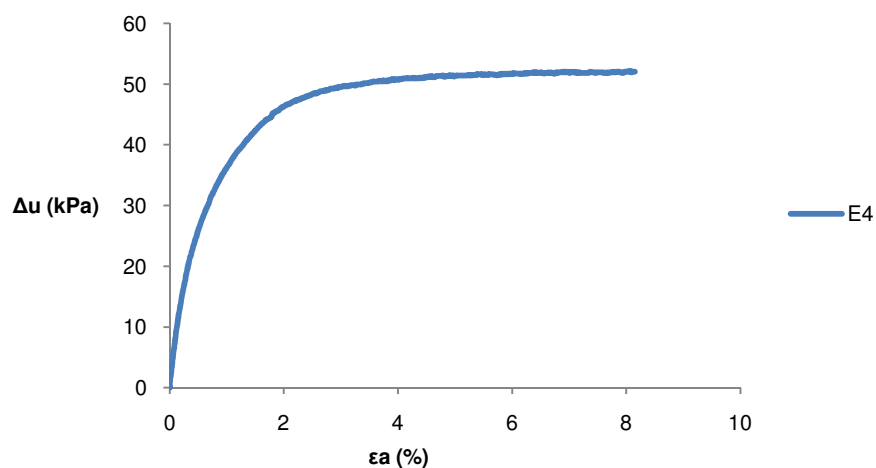


Fig. 5.2- Ensaio monotónico com $\sigma'_{h0} = 50$ kPa ($K_0 = 1$) a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial.

Como se pode verificar a partir da Figura 5.1, ao ser carregada a amostra apresentou uma redução na tensão de desvio até chegar a um nível de estabilização (tendencialmente para o estado crítico). Simultaneamente, o excesso de pressão neutra atinge o valor da tensão efectiva de consolidação, originando a total perda de resistência da amostra e causando a liquefacção da mesma (ou seja, ultrapassando a condição última do estado crítico).

No ensaio E5 foi imposta uma tensão de consolidação igual a 100 kPa. Observou-se um comportamento em tudo semelhante ao de E4 anteriormente descrito e verificou-se igualmente a liquefacção do provete, como se pode observar analisando a Figura 5.2.

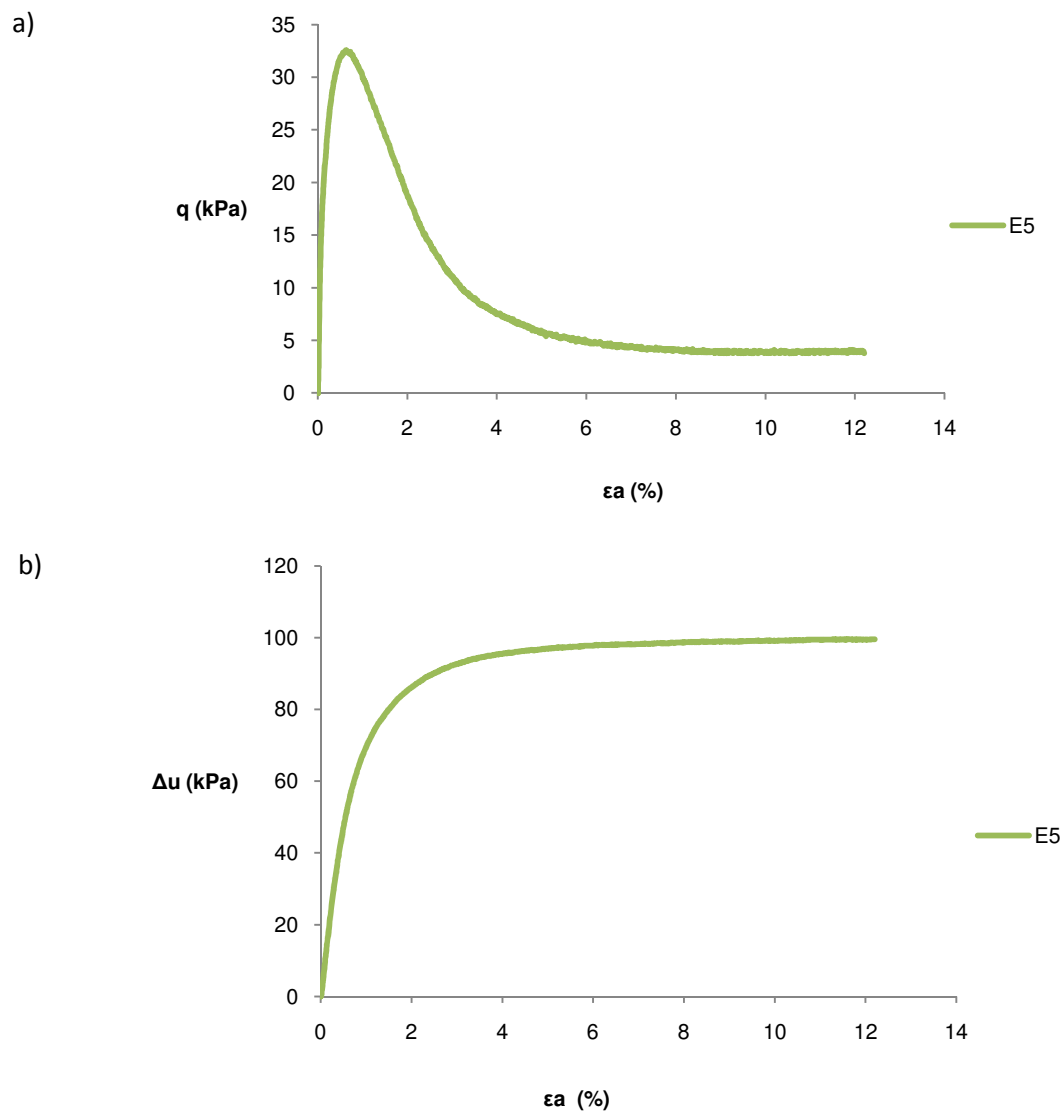


Fig. 5.23 - Ensaio monotónico com $\sigma'_{h0} = 100$ kPa ($K_0 = 1$) a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial.

Analogamente, o mesmo comportamento foi observado no ensaio E8. Neste caso, a tensão efectiva de consolidação induzida foi baixa, de 20 kPa. A Figura 5.3 mostra o comportamento da amostra na fase de corte.

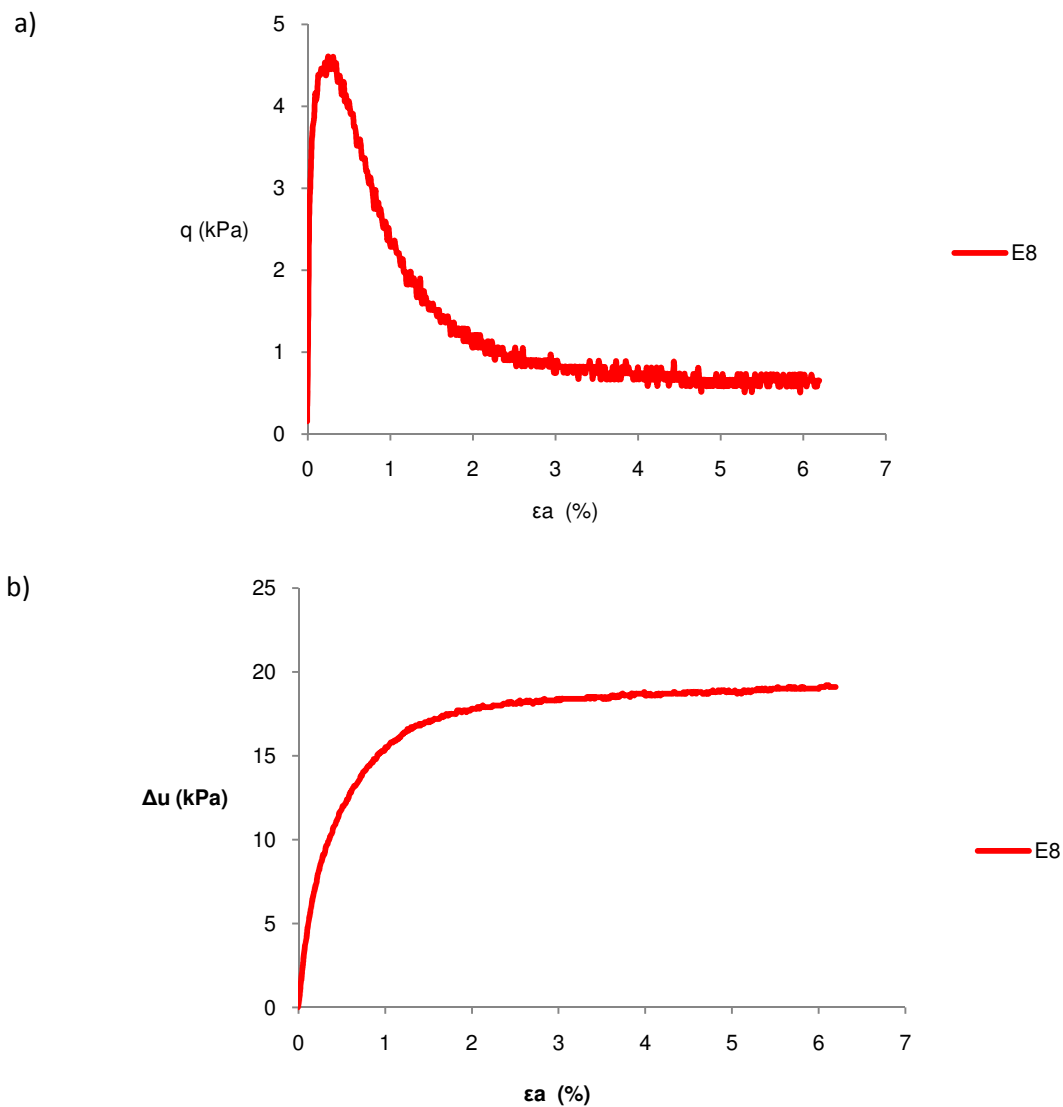


Fig. 5.3 - Ensaio monotónico com $\sigma'_{h0} = 20$ kPa ($K_0 = 1$) a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial.

5.1.3 ANÁLISE CONJUNTA DE RESULTADOS E COMPARAÇÃO COM DADOS OBTIDOS A PARTIR DE ESTUDOS ANTERIORES

Como referido anteriormente, todos os ensaios realizados liquefizeram, como se pode observar a partir da Figura 5.4.

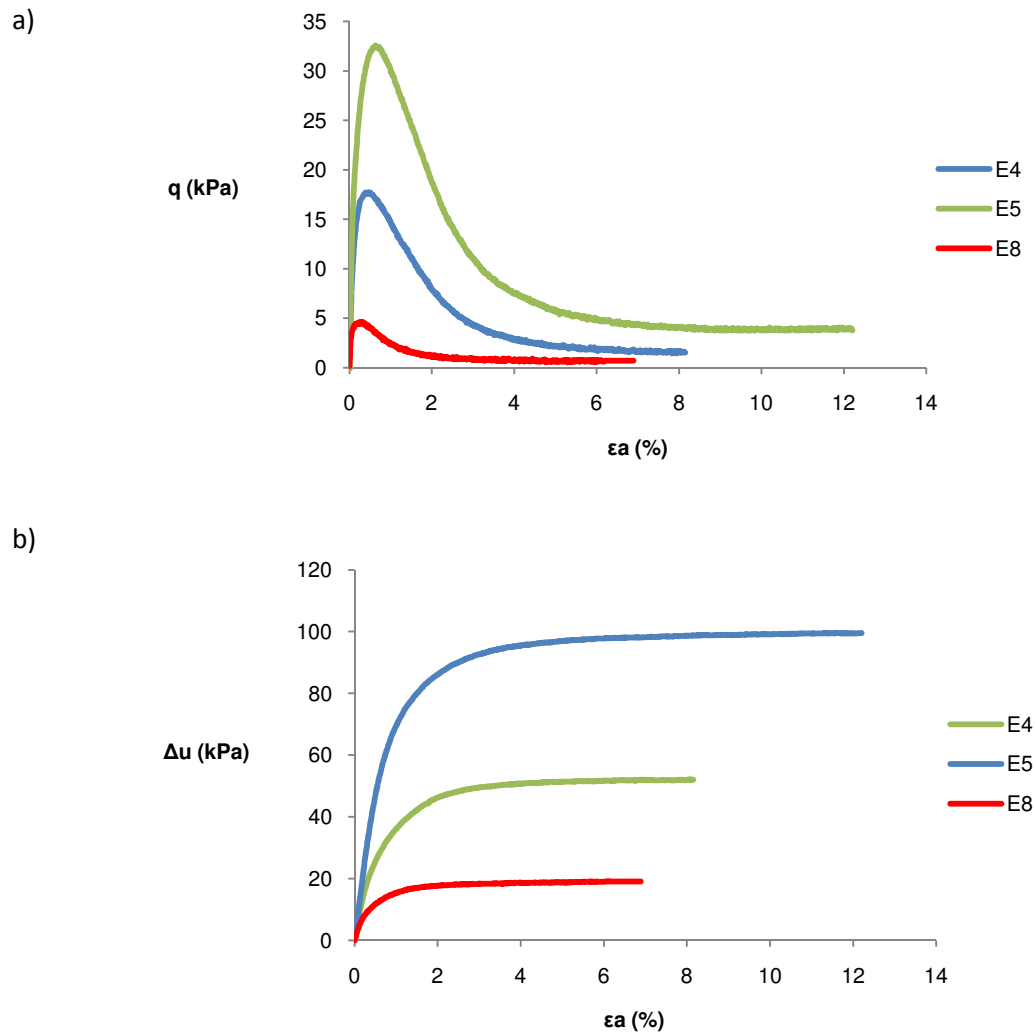


Fig. 5.4 - a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial nos três ensaios.

De seguida, apresentam-se os valores obtidos em gráficos de invariantes de tensões p' e q . A tensão efectiva média de confinamento (p') é definida a partir da expressão (5.4).

$$p' = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \quad (5.4)$$

Enquanto q , como se definiu anteriormente, resulta da diferença entre a tensão efectiva vertical e a tensão efectiva horizontal ($\sigma'_v - \sigma'_h$).

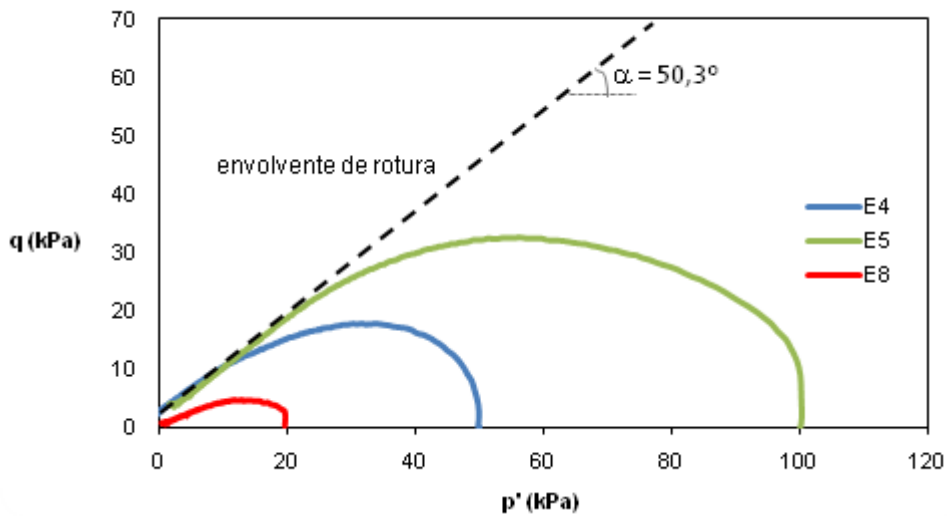


Fig. 5.5 - Relação entre q e p' nos ensaios não drenados em condições de carregamento vertical monotónico.

A Figura 5.5 representa uma normalização das trajectórias de tensões e permite enquadrar os ensaios anteriores com a envolvente de rotura antes definida (Bedin, 2010). De facto, congregando os resultados precedentes com os resultados obtidos por Bedin (2010) representados em cinzento na Figura 5.6, verifica-se que os dados adquiridos nos ensaios realizados neste estudo, representados a vermelho na mesma figura, se ajustam bem. Neste caso, a envolvente de rotura obtida apresenta um ângulo com a horizontal de $51,2^\circ$, a que corresponde o ângulo de atrito (ou de resistência ao corte) em tensões efectivas de 30° , obtido a partir da expressão (5.5). Este ângulo é o ângulo de atrito crítico (ϕ'_{cr}).

$$\phi = \arcsin \left(\frac{3b}{6+b} \right) \quad (5.5)$$

$$b = \tan \alpha \quad (5.6)$$

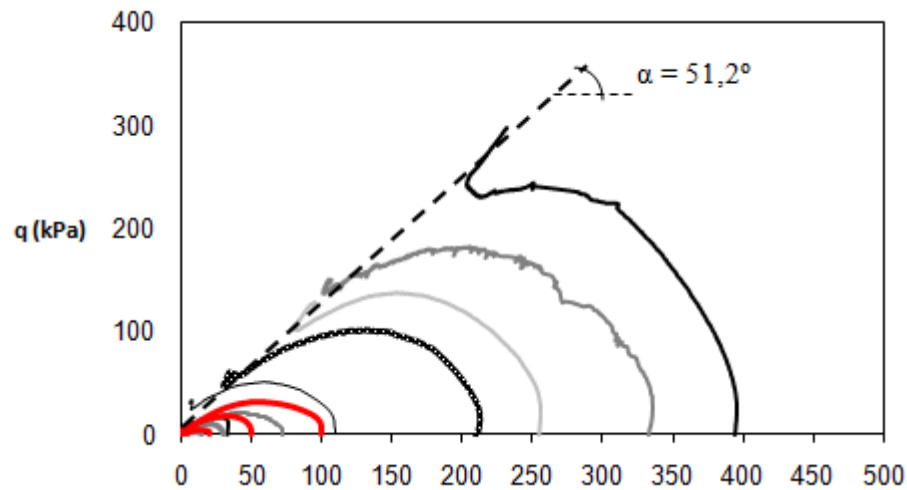


Fig. 5.6 - Relação entre q e p' nos ensaios não drenados obtidos neste estudo e por Bedin (2010).

Observando agora o comportamento do material no que toca ao enquadramento volumétrico e tensional e seu posicionamento em relação às curvas típicas do estado crítico deste, foi graficamente possível determinar uma aproximação da linha de consolidação isotrópica apesar do pequeno volume de dados disponíveis. Na Figura 5.7 estão representados os três ensaios triaxiais monotônicos concluídos e a sua variação de índice de vazios desde o momento em que se inicia o corte da amostra até ao final desta fase.

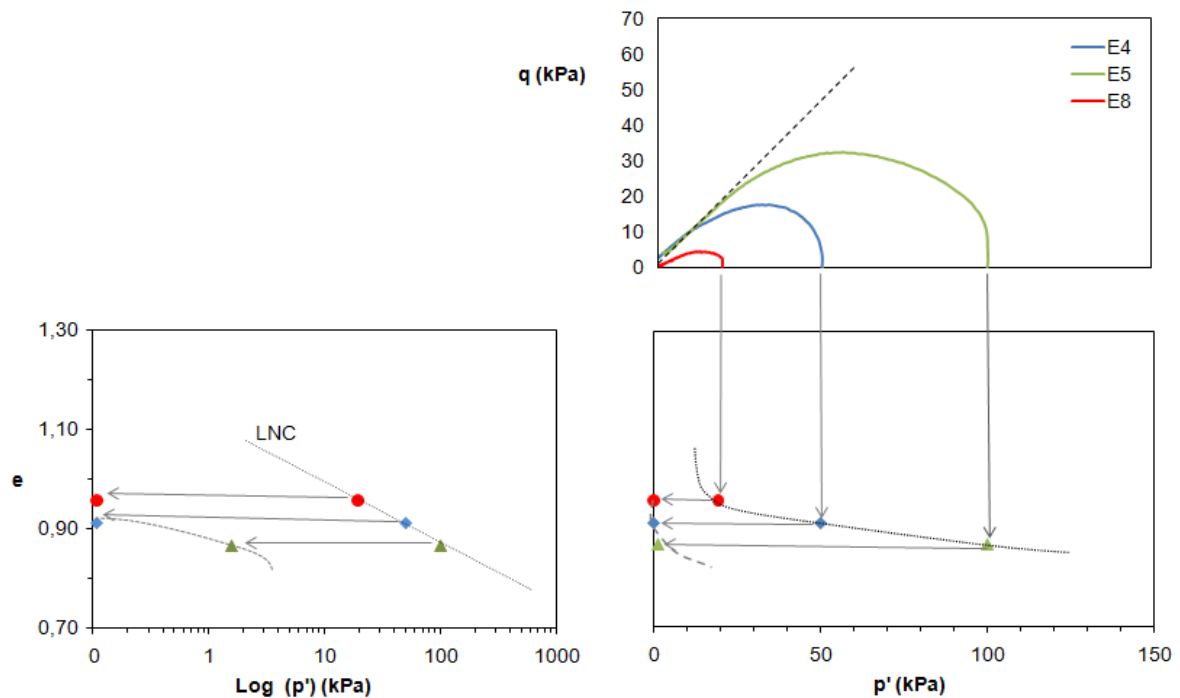


Fig. 5.7 – Determinação da linha de estado crítico.

O valor do índice de vazios é constante ao longo dos três ensaios já que, por serem realizados em condições não drenadas, a variação volumétrica da amostra é impedida, mantendo-se um volume constante ao longo de toda a fase de corte.

Comparando novamente os resultados obtidos com os dados de Bedin (2010) a partir da Figura 5.8, pode-se concluir que, novamente, os dados diferidos destes ensaios e indicados a vermelho representam uma aproximação bastante aceitável daqueles anteriormente obtidos em estudos prévios e representados em cinzento na figura.

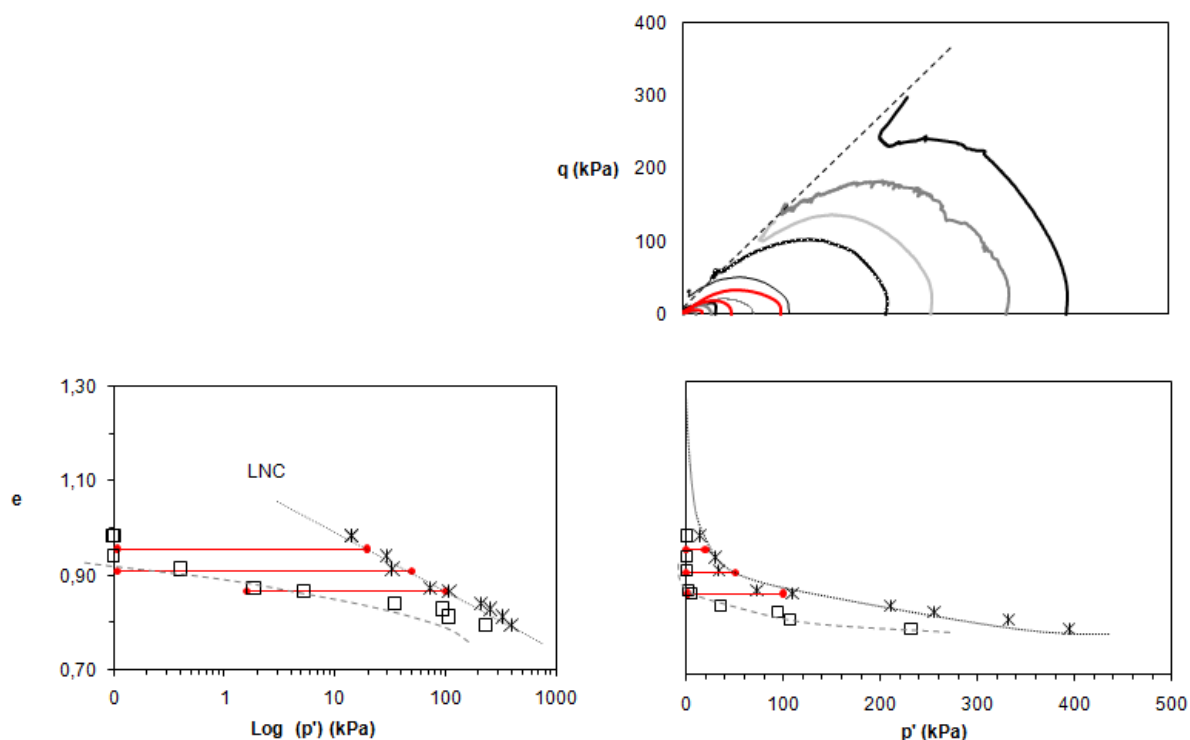


Fig. 5.8 – Linhas de estados críticos determinados a partir dos ensaios E4, E5 e E8 e Bedin (2010).

No entanto, devido à imprecisão da linha dos estados críticos no que respeita às baixas tensões, decidiu-se ainda fazer um ensaio triaxial monotónico adicional em condições drenadas denominado de E10. Neste caso, a tensão de confinamento escolhida foi de 20 kPa, e a velocidade imposta para o corte foi de 0,015mm/min. O gráfico ilustrado na Figura 5.9 representa este novo ensaio.

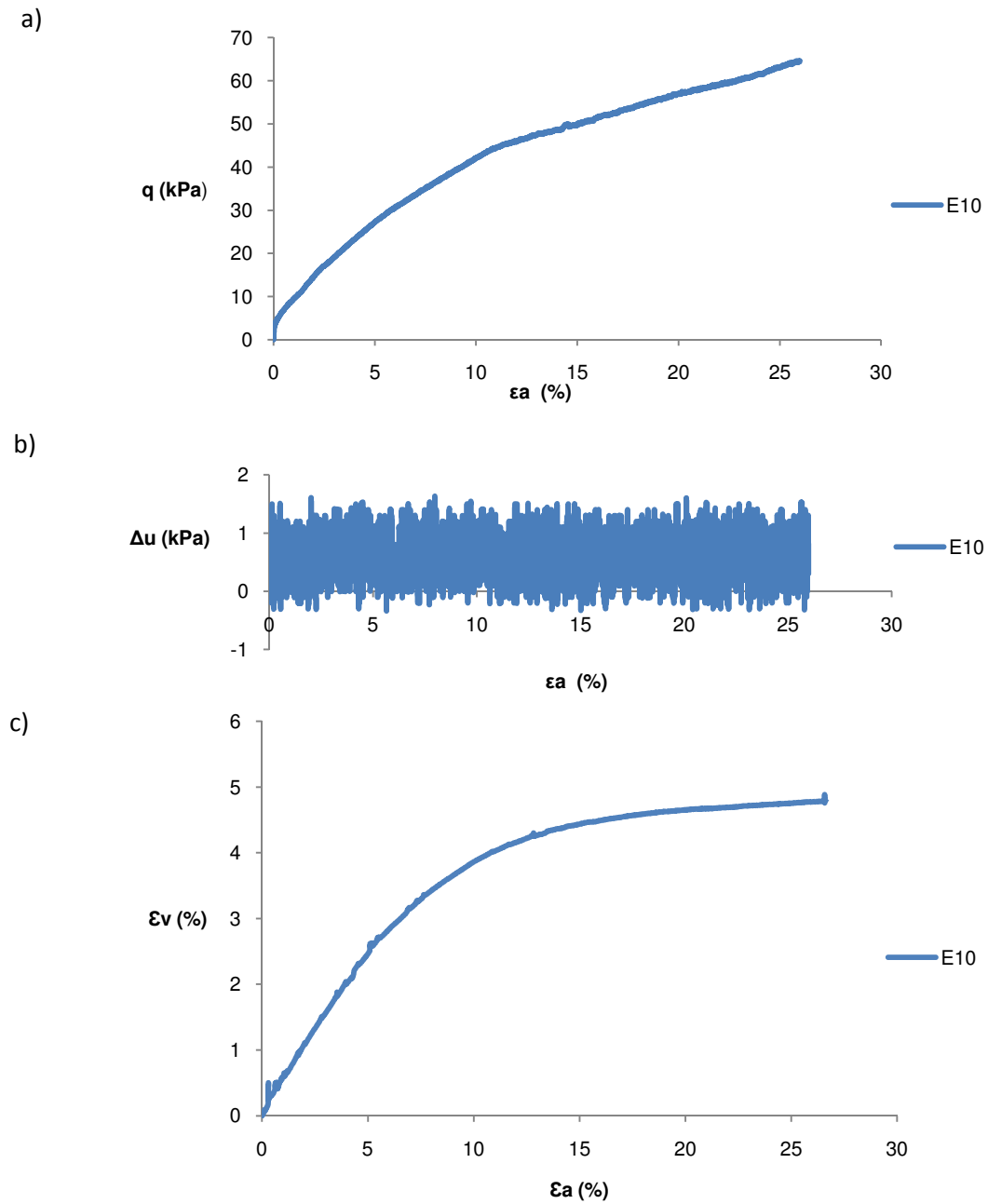


Fig. 5.9 - Ensaio monotónico drenado com $\sigma'_{h0} = 20$ kPa ($K_0 = 1$ a) Relação entre a deformação axial ϵ_a e a tensão de desvio q ; b) Relação entre o excesso de pressão neutra gerado e a deformação axial; c) Relação entre a deformação volumétrica e a deformação.

Como se pode verificar a partir da Figura 5.9, como seria de esperar, não houve geração de excesso de pressões neutras significativas, sendo os picos registados causados exclusivamente pelas oscilações do compressor de ar utilizado que não consegue impor as pressões de forma suave e de acordo com o registado pelo controlador de pressões, no entanto, estes picos são irrelevantes em valor absoluto para este tipo de situações.

Da mesma forma, foi realizado um outro ensaio drenado mas desta vez submetido a altas tensões. Neste novo ensaio, denominado de E11, foi imposto uma tensão de confinamento de 400 kPa. Os resultados obtidos são apresentados nos gráficos da Figura 5.10.

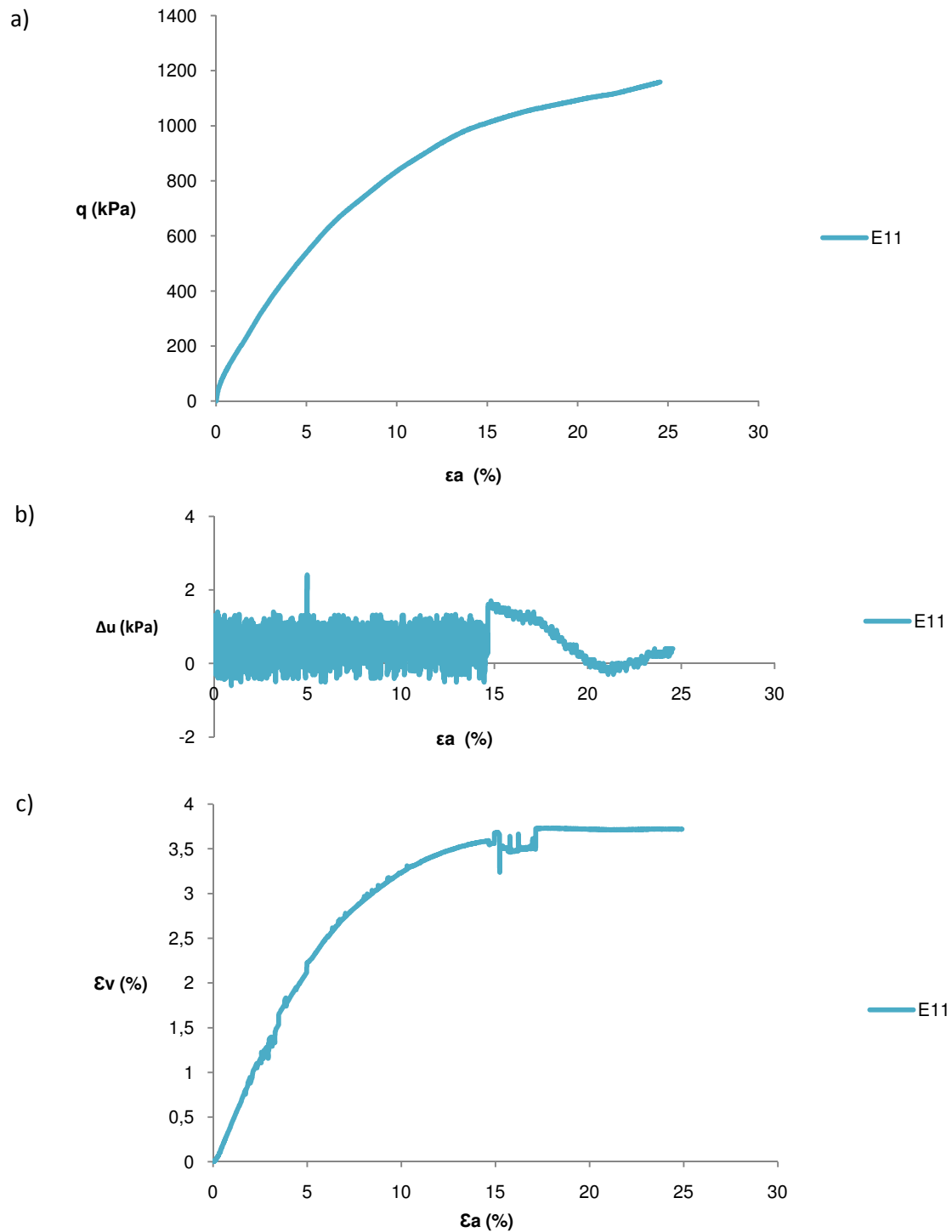


Fig. 5.10 - Ensaio monotónico drenado com $\sigma'_{h0} = 400$ kPa ($K_0 = 1$) a) Relação entre a deformação axial ϵ_a e a tensão de desvio q ; b) Relação entre o excesso de pressão neutra gerado e a deformação axial; c) Relação entre a deformação volumétrica e a deformação axial.

Analizando ainda a linha dos estados críticos na Figura 5.11, agora com recurso aos novos ensaios realizados E10 e E11 e representados a vermelho e azul, respectivamente, e a um outro ensaio drenado efectuado por Bedin (2010) ilustrado a amarelo, decorre uma boa aproximação da recta obtida para a linha dos estados críticos.

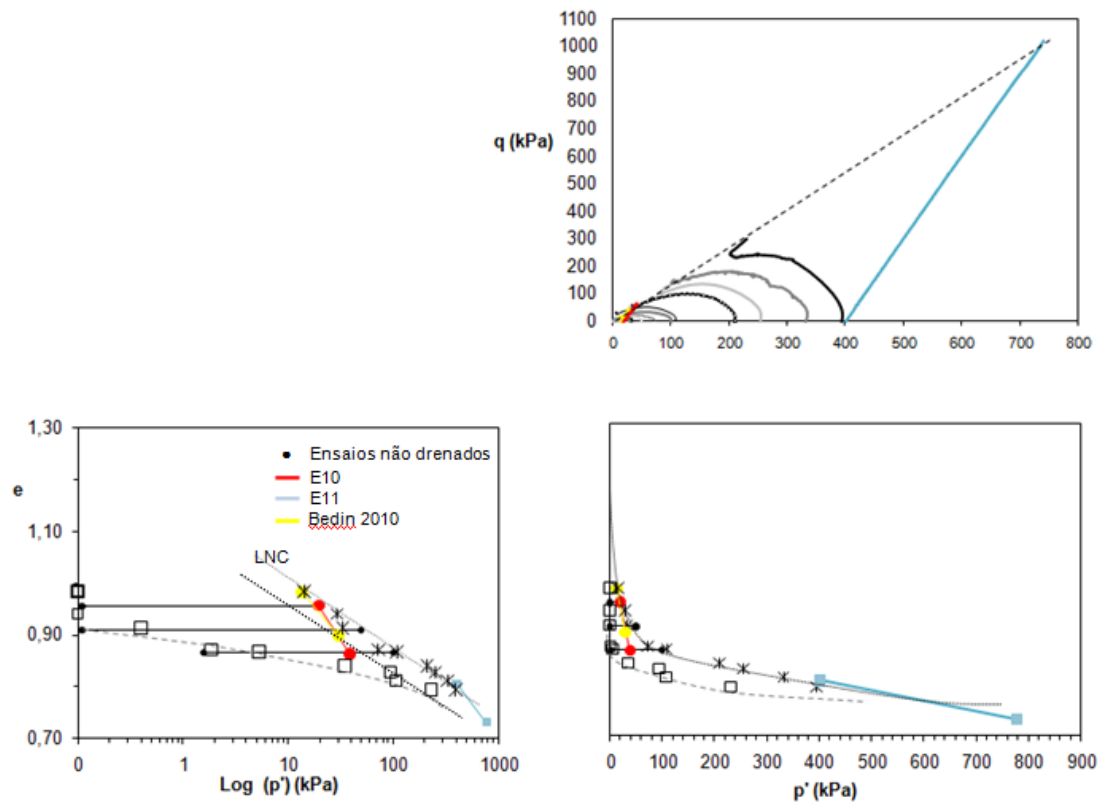


Fig. 5.11 – Linha dos estados críticos em ensaios triaxiais drenados e não drenados.

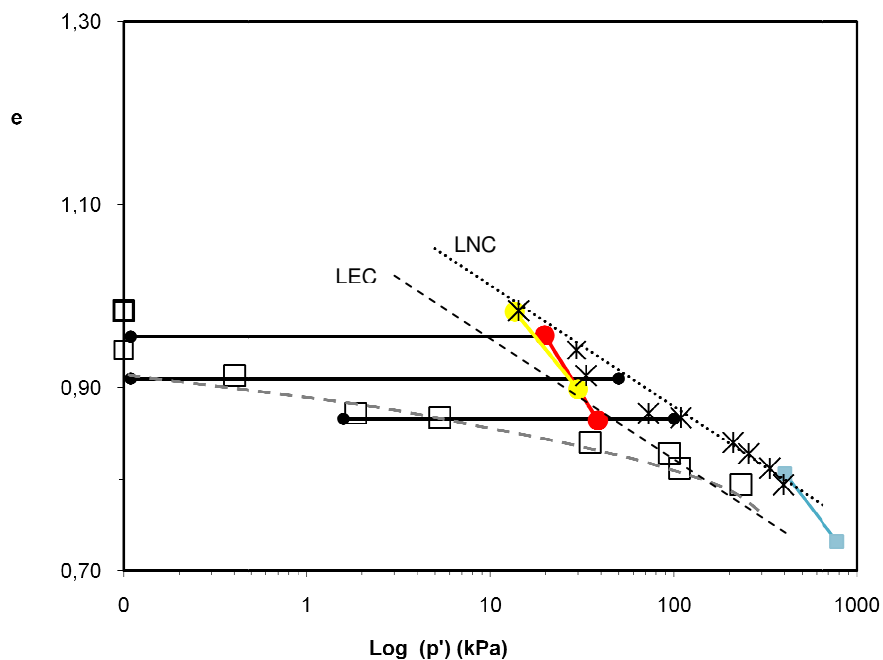


Fig. 5.12 – Variação do índice de vazios e da tensão efectiva média de confinamento ao longo da fase de corte.

5.1.4 AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE DE LIQUEFACÇÃO ATRAVÉS DA ANÁLISE DE VELOCIDADES DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS NO MEIO.

Foram ainda feitos os registos dos tempos de chegada das ondas S ao longo da fase de corte dos ensaios E4 e E8 a cada 0,5 mm de deformação. Na Figura 5.13, pode-se observar o aumento do tempo de propagação das ondas à medida que a amostra vai sendo carregada.

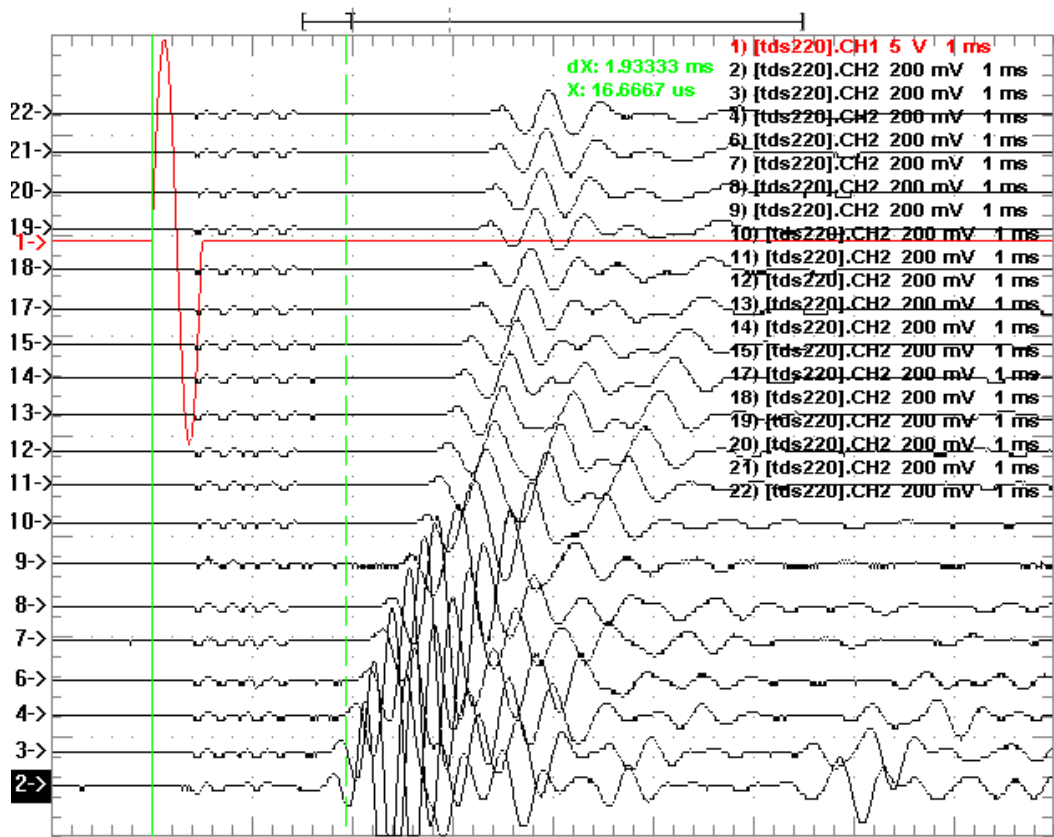


Fig. 5.13 - Registro de chegada de ondas S ao longo do corte no ensaio E4.

Ao aumento do tempo de propagação das ondas S, está também associada uma diminuição da altura percorrida pelas ondas já que, ao ser carregada, a amostra sofre uma deformação axial. Combinando a nova altura e o respectivo tempo de propagação em cada momento da fase de corte, é possível determinar a variação das velocidades de propagação das ondas S ao longo da sua rotura. No gráfico da Figura 5.14, é possível relacionar a velocidade V_s com a deformação sofrida pela amostra.

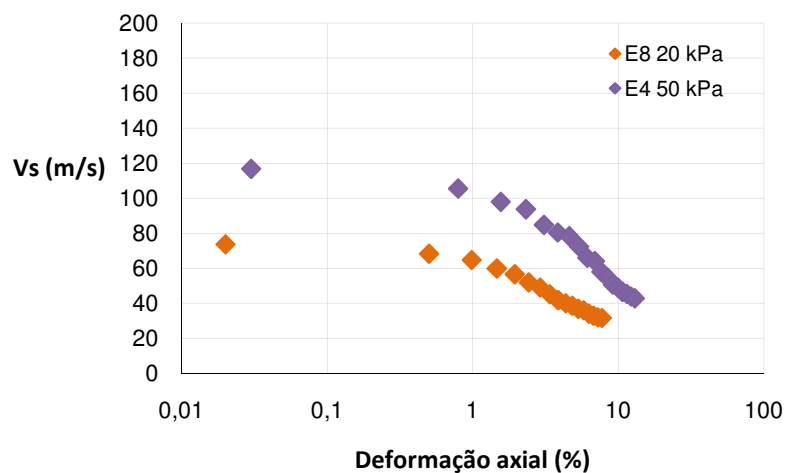


Fig. 5.14 - Relação entre a velocidade de propagação das ondas S e a deformação axial em fase de corte.

Na Figura 5.15 são novamente comparados os resultados acima apresentados com os valores de Bedin (2010).

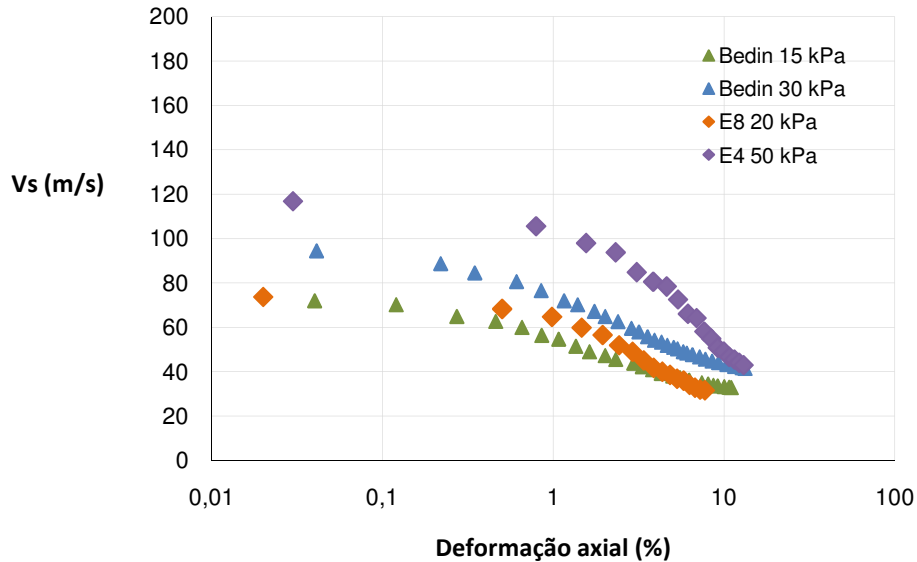


Fig. 5.15 - Relação entre dados obtidos e valores de Bedin (2010).

Para melhorar a avaliação da sensibilidade dos valores das velocidades das ondas S e sua variação com o carregamento, procedeu-se à sua normalização em relação ao estado de tensão e compacidade. Para tal, recorreu-se à conhecida relação entre as velocidades das ondas sísmicas e os factores constituintes da expressão (5.7), proposta por Hardin e Richart (1963) e Iwasaki et al. (1978).

$$G_{max} = \rho \times V_s^2 = A (OCR)^K \times F(e) \times p_0^{1-n} \times \sigma'_0{}^n \quad (5.7)$$

Sendo:

- σ'_0 é o valor da tensão média efectiva de repouso
- p_0 e $A (OCR)^K$ são constantes dependentes do material e da pressão atmosférica
- n é um expoente função do tipo de solo
- $F(e)$ é função do índice de vazios, e , obtido a partir da expressão (5.8).

$$F(e) = \frac{(2,17 - e)^2}{(1 + e)} \quad (5.8)$$

À luz desta dependência paramétrica, passa-se à correcção (normalização) dos valores determinados ao longo do ensaio em relação à velocidade de propagação das ondas S no estado de tensão inicial (repouso), dado pelo parâmetro V_s^* proposto por Bedin (2010), expresso como se segue:

$$V_s^* = \frac{V_s/V_{si}}{F(e)^{0,5}} \quad (5.9)$$

Em que:

- V_s é a velocidade de propagação das ondas S a cada instante de medição;
- V_{si} é a velocidade de propagação das ondas S no estado de tensão inicial;

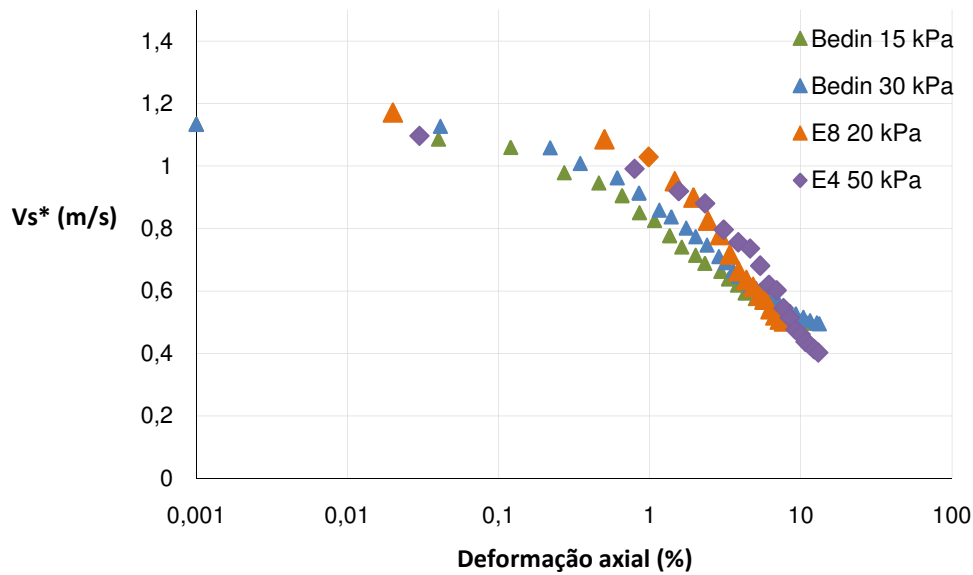


Fig. 5.16 - Relação entre V_s^* e deformação axial com dados obtidos e valores de Bedin (2010).

5.2 ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

5.2.1 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

Para realização dos ensaios triaxiais cíclicos, as condições iniciais desejadas são as mesmas que as pretendidas nos ensaios triaxiais monotónicos, isto é, um teor em água de 11,5% e um índice de vazios de 1,3.

No entanto, tal como nos ensaios estáticos, nem sempre é possível controlar certos parâmetros ao longo da moldagem, pelo que as grandezas reais obtidas podem ser consultadas no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 - Condições reais obtidas após a moldagem dos ensaios triaxiais cíclicos.

Ensaio	w (%)	σ'_h (kPa)	K_0	σ'_v (kPa)	e_0
C1	ND	200	0,5	400	ND
C2	10,08	200	0,5	400	1,27
C3	11,09	100	0,5	200	1,21
C4	11,12	40	0,5	80	1,18
C5	11,59	20	0,5	40	1,24
C6	10,31	20	0,5	40	1,28
C7	11,42	50	0,5	100	1,33
C8	11,19	20	0,5	20	1,25
C9	11,58	20	0,5	40	1,12
C10	11,42	20	0,5	40	1,26

Também aqui não foram concluídos todos os ensaios, sendo C2, C3, C7 e C10 aqueles que serão considerados neste estudo. Em todos os outros decorreram alguns problemas que serão descritos posteriormente.

Na avaliação do grau de saturação foram novamente utilizados o parâmetro B de Skempton e a velocidade das ondas P, tal como fora feito nos ensaios triaxiais monotónicos. Os valores obtidos são apresentados no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 - Avaliação do nível de saturação nos ensaios triaxiais cíclicos.

Ensaio	CP (kPa)	BP (kPa)	B	Vp (m/s)
C1	510	500	ND	971,46
C2	510	500	0,89	763,08
C3	510	500	0,96	799,17
C4	510	500	0,98	810,12
C5	510	500	0,94	734,64
C6	510	500	0,97	844,84
C7	510	500	0,94	743,89
C8	510	500	0,94	771,54
C9	510	500	ND	691,68
C10	510	500	0,98	820,07

Como se pode ver, os valores do parâmetro B aproximam-se dos que, na prática, se aceitam como representativos de total saturação. Já os valores de V_p aquém dos desejados e esperados, o que pode ser consequência de uma menos boa prática de identificação do tempo de chegada das ondas sísmicas. Considerou-se, no entanto, que o processo adoptado para saturação, que foi o mesmo utilizado em outros trabalhos precedentes, garante a mesma.

Quanto ao processo de consolidação dos ensaios triaxiais cíclicos, o processo seguido foi o descrito no capítulo 4. Durante esta fase, foi montado um medidor de variação de volume de forma a registar a quantidade de água expulsa do interior do provete.

Em relação à fase de corte cíclico, foi necessário determinar a amplitude de carga oscilatória a aplicar nos provetes. Para isso, foi necessário, numa primeira abordagem, definir as condições iniciais a aplicar de forma a que estas sejam coerentes com aqueles que se esperaria num maciço com alguma extensão em profundidade sujeito a uma acção vibratória. Admitiu-se que o nível freático se encontrava muito próximo da superfície (a 1 metro de profundidade) e o peso volúmico da água de $9,8 \text{ kN/m}^3$. Em seguida, determinou-se a profundidade expectável da amostra através da expressão (5.7).

$$z_{eq} = \frac{\sigma'_{v0} - \gamma_w}{\gamma - \gamma_w} \quad (5.7)$$

Em que:

- Z_{eq} : é a profundidade do terreno (m);
- σ'_{v0} : é a tensão efectiva vertical (kPa);
- γ : é o peso volúmico do solo (kN/m^3);
- γ_w : é o peso volúmico da água (kN/m^3).

Obtido o valor da profundidade equivalente, é calculada a tensão total instalada na amostra, multiplicando a profundidade pelo peso volúmico do solo, como demonstra a expressão (5.8).

$$\sigma'_{v0} = z \times \gamma \quad (5.8)$$

É então possível determinar a razão das tensões cíclicas para ocorrências *in situ* ($CSR_{in situ}$) proposta por Seed e Idriss (1971) e cuja expressão foi apresentada em (2.4.4). Desta forma, torna-se possível obter o valor da tensão de corte cíclica, τ_d , que corresponde a metade da tensão de desvio cíclica, como demonstra a relação seguinte (Kramer, 1995)

$$\sigma_d = 2 \times \tau_d \quad (5.9)$$

Em seguida, pode-se calcular a amplitude de carga a aplicar na fase cíclica do corte. Para isso, é necessário conhecer ainda a área do provete a carregar. Esta não é constante ao longo do ensaio, no entanto, é possível obter uma boa aproximação da nova área de carregamento através da medição de

volume expulso do interior do provete ao longo da fase de consolidação. O processo de cálculo é determinado a partir das expressões (5.10), (5.11) e (5.12).

$$\Delta L = \frac{\Delta V \times L_0}{3 \times V_0} \quad (5.10)$$

$$L_i = L_0 - \Delta L \quad (5.11)$$

$$V_i = V_0 - \Delta V \quad (5.12)$$

Em que:

- ΔL : é a variação da altura do provete;
- ΔV : é a variação de volume sofrida pelo provete ao longo da consolidação;
- L_0 : é a altura inicial do provete;
- L_i : é a altura final do provete;
- V_0 : é o volume inicial do provete;
- V_i : é o volume final do provete.

Assim, a nova área corrigida é dada pela razão entre o novo volume do provete e a respectiva altura, como expresso em (5.13).

$$A = \frac{V_i}{L_i} \quad (5.13)$$

A amplitude da carga aplicada durante a fase de carregamento cíclico, ΔF , é então definida multiplicando o valor da tensão de desvio cíclica, σ_d , pela área A do provete como se constata através da expressão (5.14).

$$\Delta F = \sigma_d \times A \quad (5.14)$$

No Quadro 5.5, apresenta-se um resumo da relação entre o valor do CRS para diferentes tensões, e a amplitude de carga ΔF utilizada nos diversos ensaios.

Quadro 5.5 - Relação da amplitude de carga com o CRS.

Ensaio	σ'_{h0} (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	Z_{eq} (m)	σ_{v0} (kPa)	rd	α	CRS	τ_{av} (kPa)	σ_d	A (cm ²)	ΔF (N)
C1	200	400	115,4	1523	0,50	0,11	0,1361	40,32	80,6	37,7	363,7
C2	200	400	115,4	1523	0,50	0,05	0,0619	18,33	36,6	37,8	165,3
C3	100	200	55,7	737	0,50	0,05	0,0599	9	18	37,6	78,9
C4	40	80	23,5	301	0,55	0,05	0,0680	4	8	37,7	35,9
C5	20	40	19,8	139	0,66	0,05	0,0706	2	4	37,9	19,8
C6	20	40	10,0	128	1,15	0,05	0,1226	4	7	38,0	32,1
C7	50	100	31,3	398	0,50	0,05	0,0647	5	10	37,9	43,3
C8	20	40	10,5	133	0,89	0,05	0,0967	3	6	38,0	26,4
C9	20	40	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND	ND
C10	20	40	10,7	136	0,88	0,05	0,0979	3	6	38,2	27,1

O procedimento de ensaio seguido foi o descrito no capítulo 2.4.4. Foi utilizado $K_0 = 0,5$ e, inicialmente, α igual a 0,11, valor utilizado em estudos anteriores, no entanto, ao observar uma liquefação demasiado precoce da amostra, foi fixado um α de 0,05, valor utilizado em todos os ensaios que se seguiram, e que serviu para determinar os respectivos CRS.

5.2.2 ANÁLISE GRÁFICA DOS RESULTADOS

Tal como aconteceu com os ensaios triaxiais monotónicos, alguns dos ensaios triaxiais cíclicos não foram concluídos devido a alguns problemas e cujos motivos serão referenciado mais à frente.

É importante relembrar as diversas operações que constituem a fase de corte:

- A: patamar de estabilização (equipamento em início de carga) e pré-carga;
- B: carregamento drenado para reproduzir consolidação de repouso com $K_0 = 0,5$;
- C: carregamento cíclico com frequência de 1Hz.
- D: fase de instabilização por colapso (por liquefação ou mobilidade cíclica).

Na Figura 5.17 apresentam-se os resultados obtidos do ensaio não drenado C2, consolidado com uma tensão de confinamento de 200 kPa, relacionando a tensão de desvio com a deformação axial do provete e o excesso de pressão neutra.

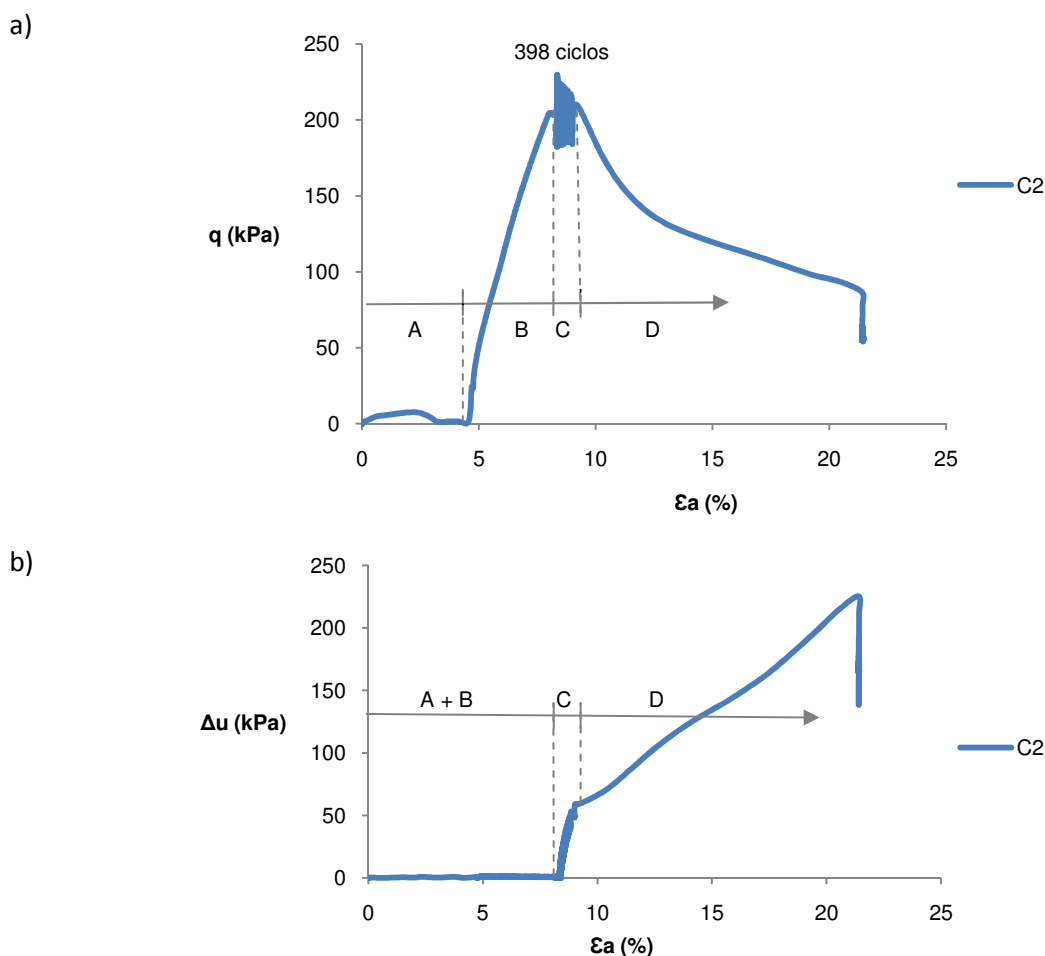
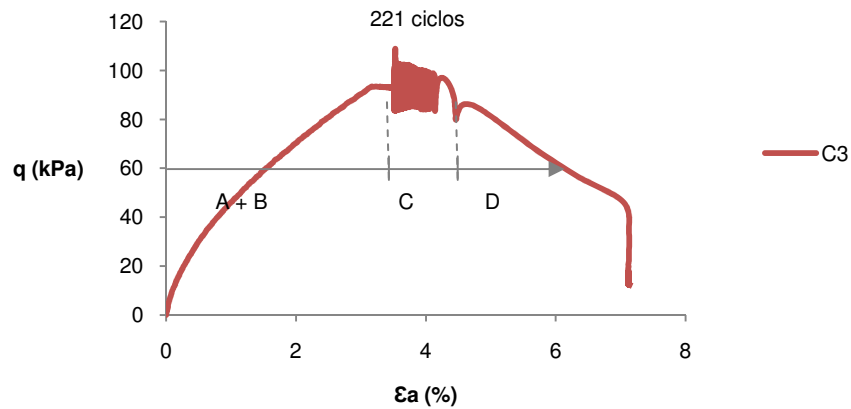


Fig. 5.17 – Ensaio cíclico com $\sigma'_{h0} = 200$ kPa ($K_0 = 0,5$) a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial.

Como se pode observar, a tensão de desvio sofre um incremento linear até ao valor 200 kPa (correspondentes a $K_0 = 0,5$). A esta rampa (fase B) corresponde o carregamento anisotrópico do provete. Depois, ao iniciarem-se os ciclos de carga-descarga, geram-se excessos de pressões neutras que vão aumentando até se anularem as tensões efectivas (para 398 ciclos) e, consequentemente, provocarem a liquefacção da amostra.

Relativamente ao ensaio C3 ($\sigma'_{h0} = 100$ kPa), a Figura 5.18 apresenta os resultados obtidos ao longo do corte. Analogamente ao ensaio C2, também aqui se observou uma anulação das tensões efectivas. Neste caso, porém, a liquefacção ocorreu com uma deformação axial menor do que a anterior e para um número de ciclos igual a 221.

a)



b)

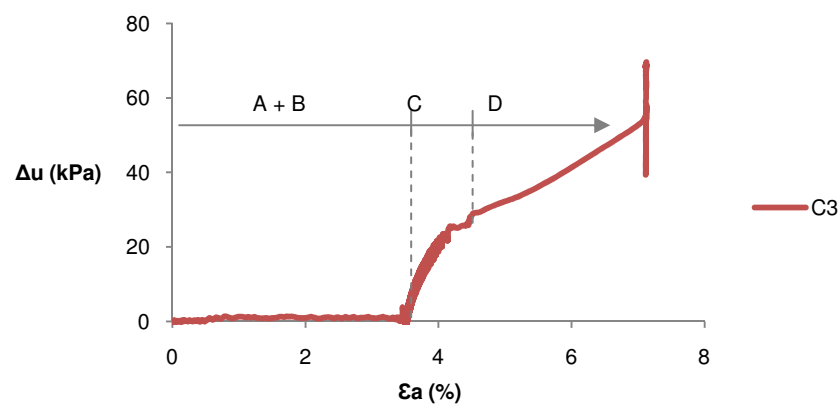


Fig. 5.18 – Ensaio cíclico com $\sigma'_{h0} = 100$ kPa ($K_0 = 0,5$) a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial.

Também no ensaio C7 se observou o mesmo comportamento dos dois ensaios anteriores, resultando na liquefação do provete, neste caso para um número de ciclos de 97, como é observável na Figura 5.19.

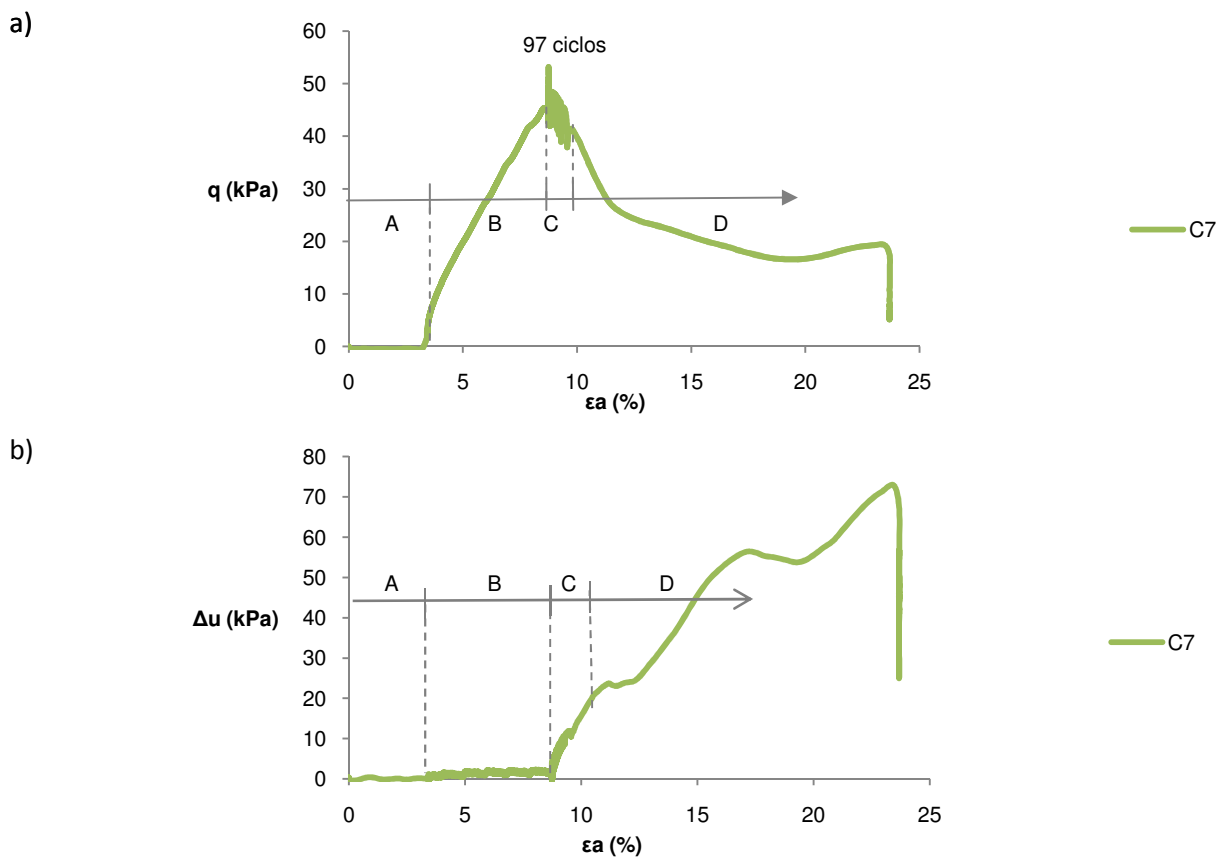


Fig. 5.19- Ensaio cíclico com $\sigma'_{h0} = 50$ kPa ($K_0 = 0,5$) a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial.

No entanto, o ensaio C10 não foi realizado até ao final da fase de corte. Após várias tentativas de ensaios com uma tensão de confinamento de 20 kPa sem sucesso, escolheu-se o ensaio C10 para representar este grupo de ensaios.

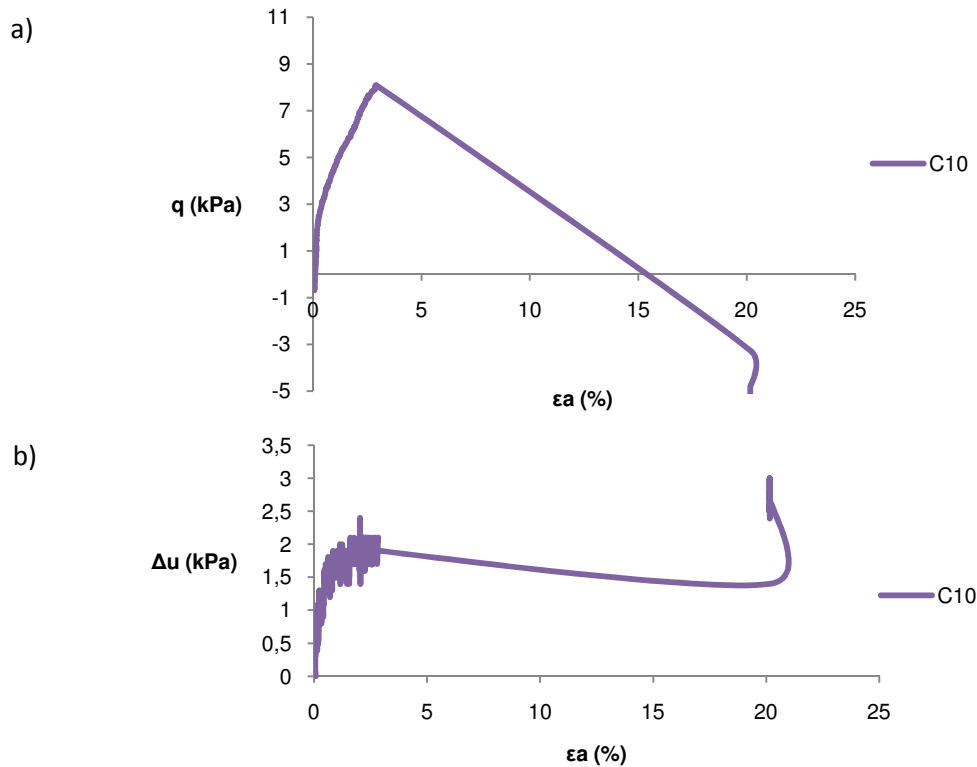
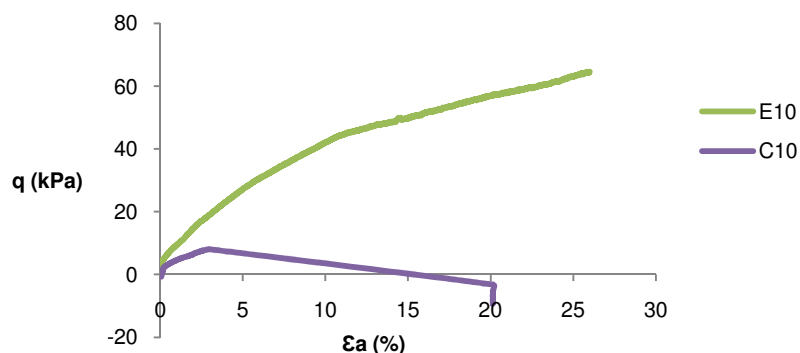


Fig. 5.20 – Ensaio cíclico com $\sigma'_{h0} = 20$ kPa ($K_0 = 0,5$) a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra gerado e deformação axial.

Como é visível na Figura 5.20, a rotura do provete dá-se ainda na fase de carregamento monotónico anisotrópico da amostra. Inicialmente supôs-se que a rotura se devia à elevada velocidade com que se efectuava o carregamento do provete, sendo esta de cerca de 20 N/min. Por esse motivo, reduziu-se para 1 N/min tendo no entanto sido observado o mesmo comportamento.

Excluída a velocidade de carregamento como causa da rotura precoce, foi considerada a possibilidade de, por se tratar de um material muito fino, o carregamento anisotrópico não se realizar em condições totalmente drenadas, mas sim, apresentar-se como parcialmente drenado, o que acarretaria geração de excessos de pressão neutra e assim se atingiria precocemente a envolvente de rotura. De forma a conseguir esclarecer esta dúvida, recorreu-se ao ensaio triaxial monotónico drenado anteriormente referido para, desta forma, comparar a variação de volume registada nos dois ensaios como se mostra na Figura 5.21.

a)



b)

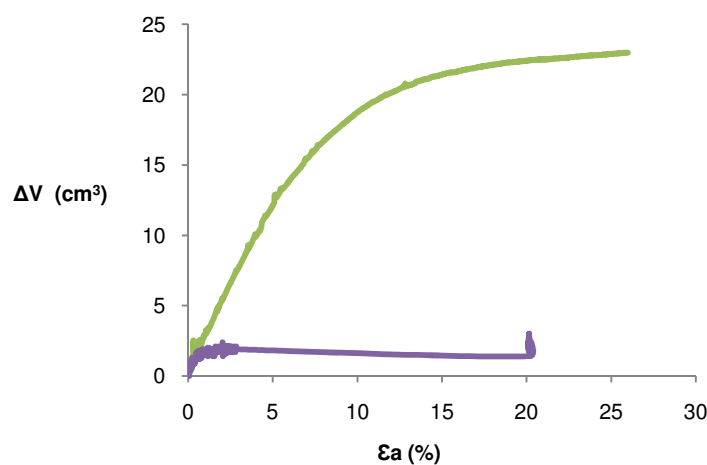


Fig. 5.21 – Ensaio monotónico drenado com $\sigma'_{h0} = 20$ kPa (E10) em comparação com o ensaio na prensa cíclica C10 a) Comparação entre a tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Comparação entre a variação de volume e a deformação axial.

A partir da análise das curvas dos dois ensaios, é possível verificar que, de facto, o carregamento anisotrópico do ensaio C10 não chega a desenvolver escoamento por compressão volumétrica do provete (veja-se a diferença entre os valores incipientes de diminuição de volume do ensaio C10 quando é esperado como E10). Assim se conclui que, no ensaio C10, a fase de carregamento monotónico para $K_0 = 0,5$ não se deu de forma totalmente drenada, causando assim a rotura precoce da amostra.

Na Figura 5.22 apresentam-se os resultados para todos os ensaios anteriormente considerados relacionando a tensão de desvio e a tensão efectiva média de confinamento.

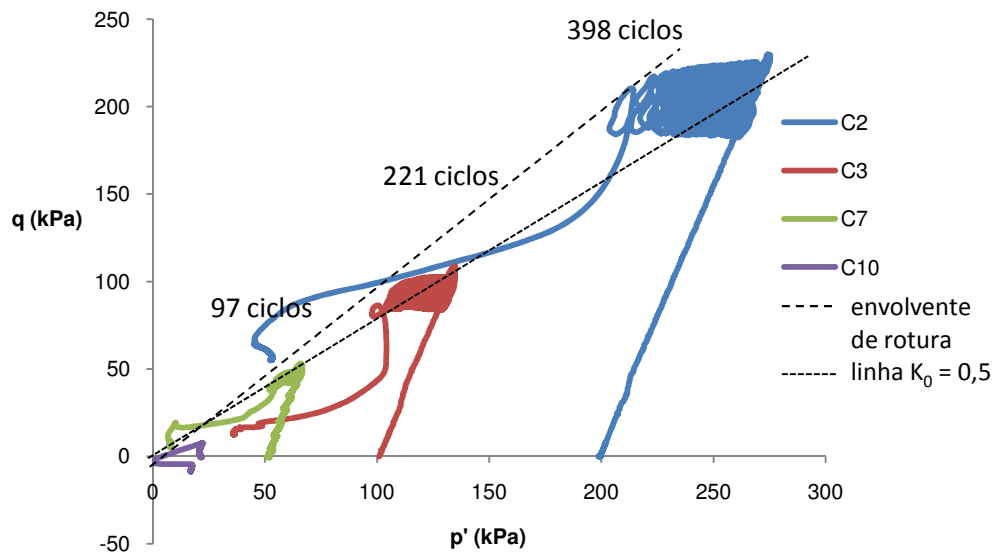


Fig. 4 – Relação entre tensão de desvio q e tensão efectiva média de confinamento p' nos ensaios triaxiais cíclicos.



Fig. 5.23 - Aspecto de uma amostra após ocorrência do fenómeno de liquefacção cíclica.

5.2.3 REGISTO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DAS ONDAS S NOS ENSAIOS CÍCLICOS

Tal como foi efectuada nos ensaios triaxiais monotónicos, também nos ensaios cíclicos foram registados os tempos de chegada das ondas S ao longo do ensaio. No entanto, como já fora referido, neste tipo de ensaios é complexo recorrer aos transdutores internos de medição e deformação já que, devido à rapidez da aplicação da carga cíclica, poder-se-ia danificar os instrumentos de grande

precisão. Desta forma, recorreu-se aos valores obtidos nos ensaios estáticos e adoptou-se estes resultados para calcular a variação da altura do provete ao longo das diversas fases do ensaio triaxial.

É ainda de referir que neste tipo de ensaio, devido à rapidez do colapso da amostra, não se efectuaram medições dos tempos de chegada ao longo do corte como se havia efectuado nos ensaios monotónicos.

No Quadro 5.6 são apresentados os valores obtidos relativamente às velocidades de propagação das ondas S nos ensaios considerados.

Quadro 5.6 - Velocidades de propagação das ondas S.

Ensaio	C2	C3	C7	C10
p'_{inicial} (kPa)	200	100	50	20
$CSR_{\text{in situ}}$	0,0619	0,0599	0,0647	0,0979
V_s (m/s)	Pós saturação	65,3	60,7	62,6
	Pós consolidação	124,3	110,9	115,8

De acordo com o exposto em 2.4.4, a avaliação da susceptibilidade à liquefacção nos ensaios cíclicos é feita a partir da curva que relaciona a razão das tensões cíclicas com a velocidade normalizada das ondas distorcionais, V_{s1} , definida através da expressão (5.15).

$$V_{s1} = V_s \times \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,25} = V_s \times \left(\frac{1 + 2K_0}{3} \right)^{0,25} \times \left(\frac{P_a}{\sigma'_m} \right)^{0,25} \quad (5.15)$$

Em que:

- P_a : é a pressão atmosférica;
- K_0 : é o coeficiente de impulso em repouso;
- σ'_m : é a tensão média efectiva de repouso.

Adaptando os valores obtidos de V_{s1} no final da consolidação com o respectivo CSR e o ábaco proposto por Andrus e Stokoe (2000) já anteriormente referido, obtêm-se, como resultado, a Figura 5.24, em que os valores obtidos no presente estudo se encontram representados a vermelho.

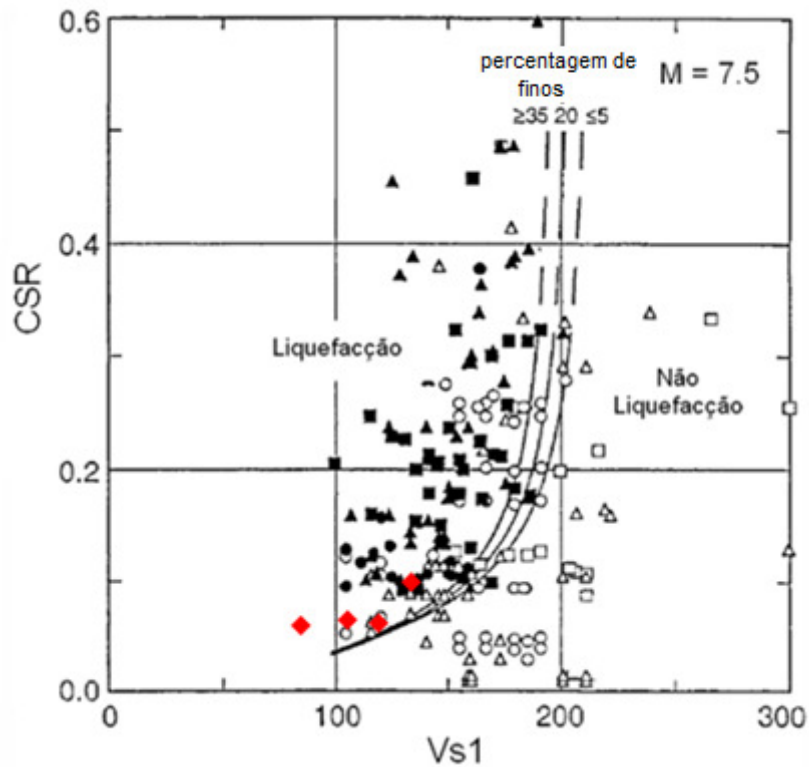


Fig. 5.24 - Relação entre Vs1 e CRS, adaptado para ensaios triaxiais (Andrus e Stokoe, 2000).

A localização dos pontos representativos destes estados aparenta um ajustado posicionamento. Porém, o número de ciclos que conduziram à liquefacção é muito alto quando comparado com os casos de referência, nos quais se verifica o fenómeno ao longo dos primeiros 15 ciclos (à luz da duração média de sismos reais, que não ultrapassam valores de 10 a 15 segundos para a acção principal induzida no local). Este facto leva a traçar uma nova fronteira (linha de separação de regiões liquefiáveis e não liquefiáveis) situada à esquerda dos pontos assinalados, o que pode indicar que, para este material (com 100% de finos) a fronteira se situa aquém destes pontos (ver esquema da Figura 5.25).

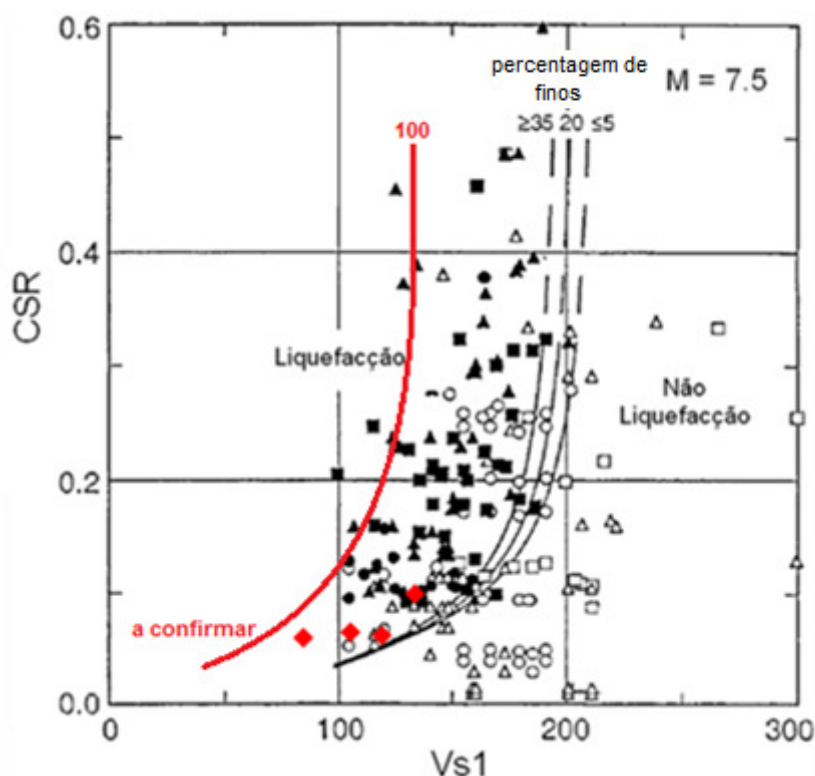


Fig. 5.25 – Exemplo de uma curva possível que avalia o risco de liquefacção do material em estudo.

5.3 ENSAIOS COM CIMENTO

5.3.1 OBJECTIVOS

Após analisar o comportamento do material, decidiu-se estudar o benefício que uma eventual adição de agentes cimentícios poderia trazer no que toca ao desempenho da nova mistura, incluindo o melhoramento da resistência à liquefacção tanto monotónica como cíclica.

Para isso, numa primeira fase, foram efectuados ensaios triaxiais monotónicos e cíclicos em amostras com uma adição de 2 % de cimento. Perante os resultados obtidos, seguiu-se ainda um ensaio triaxial cíclico com 1 % de cimento. Em ambos os casos, as amostras foram carregadas aos 7 dias, tendo sido os ensaios conduzidos de forma análoga aos anteriormente referidos sem adição de cimento.

5.3.2 ENSAIOS MONOTÓNICOS

O ensaio E9 foi efectuado com uma adição de 2 % de cimento e foi imposta uma tensão efectiva de consolidação de 50 kPa. Ao contrário dos ensaios feitos no âmbito deste estudo, este não apresentou qualquer tendência para o fenómeno de liquefacção, como se pode observar pelas Figuras 5.26 e 5.27.

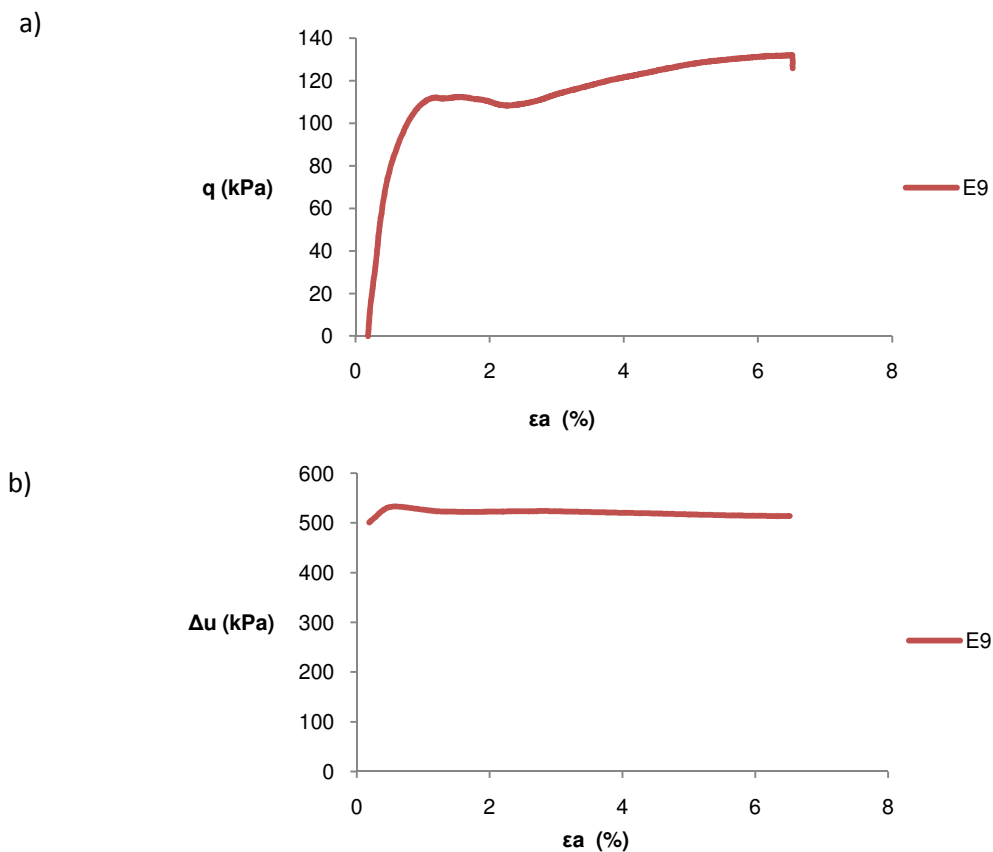


Fig- 5.26 - Ensaio triaxial monotónico E9, com adição de 2% de cimento a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra Δu e deformação axial ϵ_a .

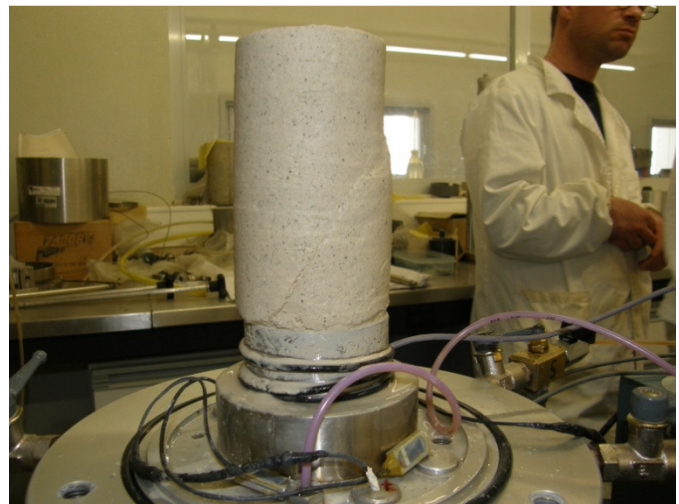


Fig. 5.27 - Aspecto no final da fase de corte da amostra E9 (cunha de rotura localizada, típica de materiais não colapsíveis).

Comparando os valores relativos ao estado crítico do material, observa-se um grande incremento da linha de rotura representada na Figura 5.28.

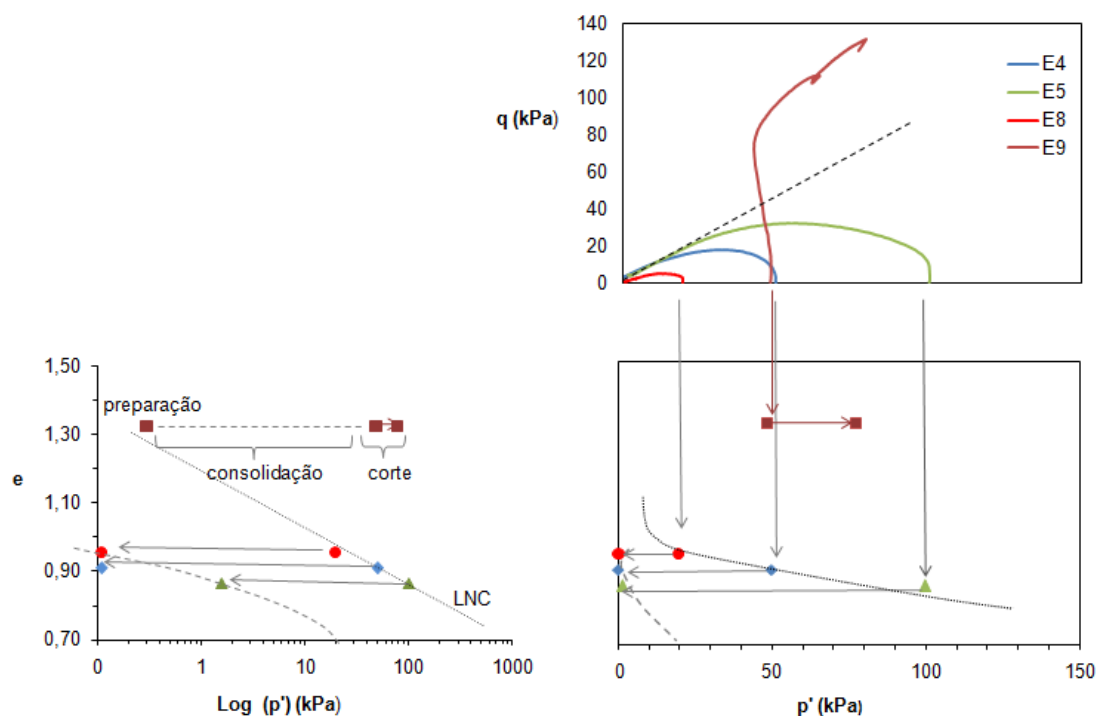


Fig. 5.28 – Linha de estado crítico com e sem cimento.

Observe-se ainda a tendência demonstrada relativamente à tensão efectiva média de confinamento que, ao contrário dos outros casos, tende a aumentar à medida que o valor do carregamento vai aumentando. Este é um comportamento claramente dilatante, não propenso a liquefazer.

5.3.3 REGISTO DE TEMPO DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS NO ENSAIO MONOTÓNICO

Tal como havia sido efectuado nos ensaios sem adição de cimento, foram registados os tempos de propagação das ondas sísmicas na amostra ao longo do carregamento desta.

No entanto, e como é possível comprovar a partir da Figura 5.29, estes mantiveram-se relativamente constantes ao longo de todo o corte, sendo a altura do provete a única variável no que diz respeito às velocidades de propagação.

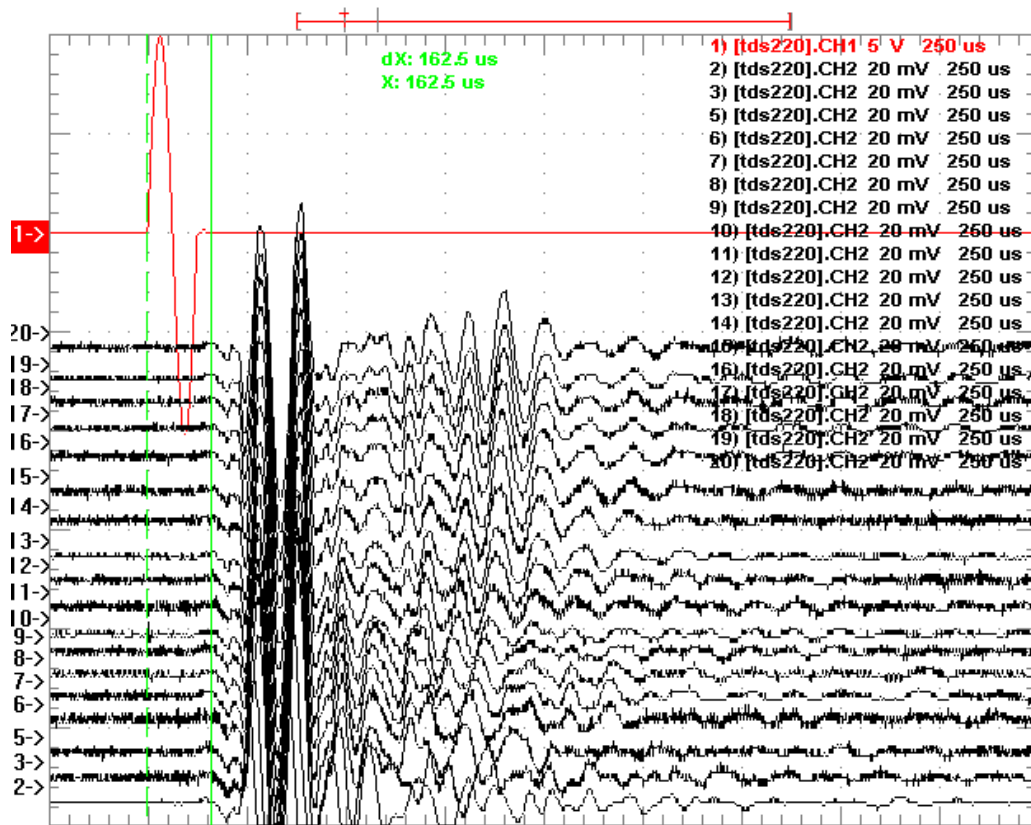


Fig. 5.29 - Tempos de chegada das ondas S ao longo do corte no ensaio E9.

Tal como fora feito anteriormente, as velocidades registadas foram examinadas com o auxílio de um gráfico V_s - ϵ_a , representado na Figura 5.30. Comparando com as velocidades das ondas S obtidas em amostras não cimentadas, pode-se concluir que a velocidade de propagação V_s nas misturas é notavelmente superior.

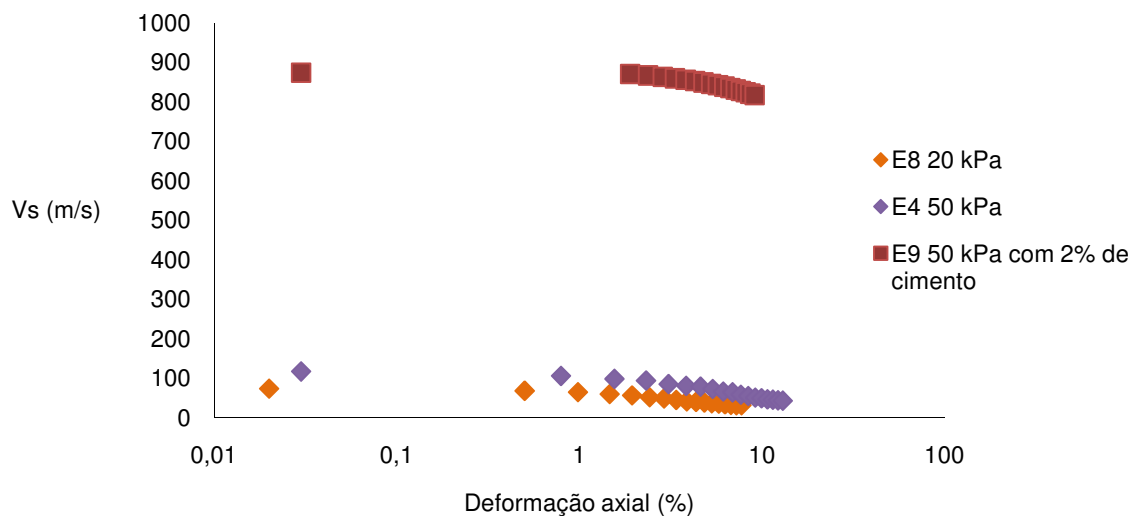


Fig. 5.30 - Relação entre V_s e deformação axial nos ensaios monotónicos com e sem cimento.

Já no caso das velocidades V_s^* , o gráfico apresentado na Figura 5.31 mostra como a variação das velocidades é muito menor no caso da amostra cimentada, isto devido ao grau de estabilidade ser muito mais constante neste caso do que o das amostras não cimentadas.

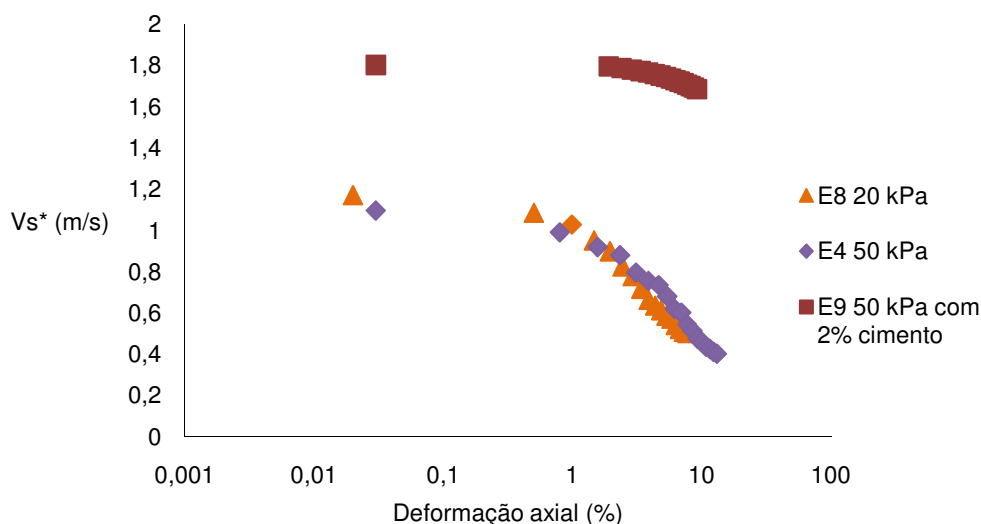


Fig. 5.31 - Relação entre V_s^* e deformação axial nos ensaios monotónicos com e sem cimento.

5.3.4 ENSAIOS CÍCLICOS

No âmbito do estudo de ensaios cíclicos com amostras cimentadas, foram realizados dois ensaios, ambos com uma tensão efectiva média de consolidação inicial de 50 kPa e realizados seguindo os processos utilizados nos ensaios não cimentados. Na fase de corte, ambos foram ensaiados aos sete dias em condições não drenadas.

O primeiro ensaio realizado, C11, fez-se com a adição de 2 % de cimento. O cálculo para o valor da amplitude da força a aplicar durante a fase sinusoidal do carregamento foi em tudo análogo ao anteriormente descrito, tendo-se observado, no entanto, uma diminuição na área do provete muito menos acentuada que a das outras amostras, isto devido ao efeito que o cimento produz na estrutura do material, onde as partículas são fixadas entre si não permitindo grande alteração do volume de provete.

Os resultados deste ensaio estão representados na Figura 5.32.

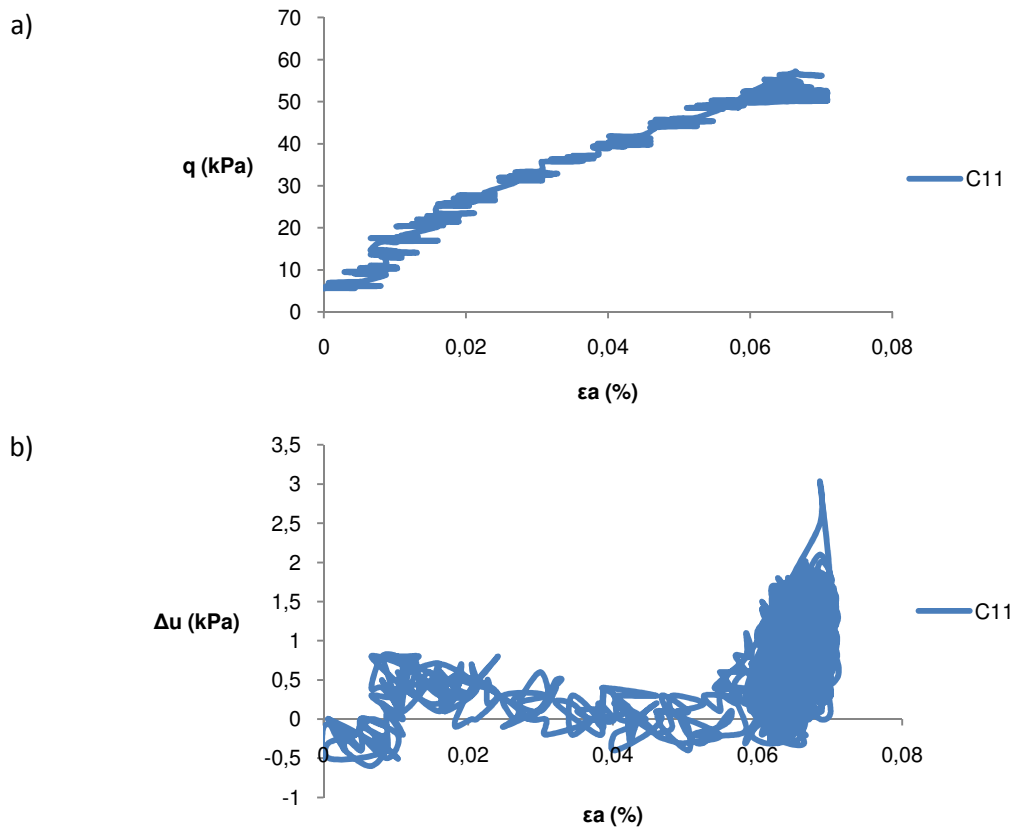


Fig. 5.32 – Ensaio cíclico com 2% de cimento e $\sigma'_{h0} = 50$ kPa com $K_0 = 0,5$ a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra Δu e deformação axial ϵ_a no ensaio triaxial cíclico.

Como é possível verificar, a amostra não sofreu nenhum processo de liquefacção ou qualquer outro tipo de rotura, tendo a sua deformação axial sido praticamente nula (não atingindo sequer os 0,1% na fase de corte). Quanto aos excessos de pressão neutra, estes permaneceram próximos de zero durante todo o processo de corte.

A fase de carregamento cíclico teve uma duração de 1000 ciclos, o que equivale a aproximadamente 1000 segundos, valor limite pré-estabelecido. Pode-se então concluir que, ao adicionar 2 % de cimento à mistura, esta demonstra um comportamento estável capaz de resistir a um sismo de grande intensidade.

Ao observar a tendência estável da mistura com 2 % de cimento, realizou-se um novo ensaio repetindo todos os processos realizados em C11, aplicando-se desta vez apenas 1 % de cimento na mistura. Ao submetê-la ao corte, a mistura, tal como acontecera anteriormente, não apresentou qualquer risco de liquefacção. Perante este dado, foi efectuada uma segunda fase de corte utilizando, desta vez, o dobro da força aplicada no carregamento cíclico, ΔF .

Novamente, a amostra não demonstrou qualquer tipo de rotura, tendo-se então repetido pela terceira vez a fase de corte, desta vez com uma amplitude de carga quatro vezes superior á inicialmente testada, tal como demonstrado no Quadro 5.7.

Quadro 5.77 - Quantificação dos valores utilizados na fase de corte nos ensaios cíclicos com misturas.

Ensaio	Quantidade de cimento (%)	z (m)	CSR	A (cm ³)	ΔF (N)	a_{\max}
C11	2	31,19	0,0644	38,47	44,34	
C12 1	1	31,65	0,0651	37,26	42,08	
C12 2	1	31,65	0,1302	37,26	84,17	
C12 3	1	31,65	0,2605	37,26	168,34	

Como é possível verificar a partir da Figura 5.33, apenas a terceira tentativa de rotura foi bem sucedida, tendo sido observado liquefação da amostra após 94 ciclos de carga.

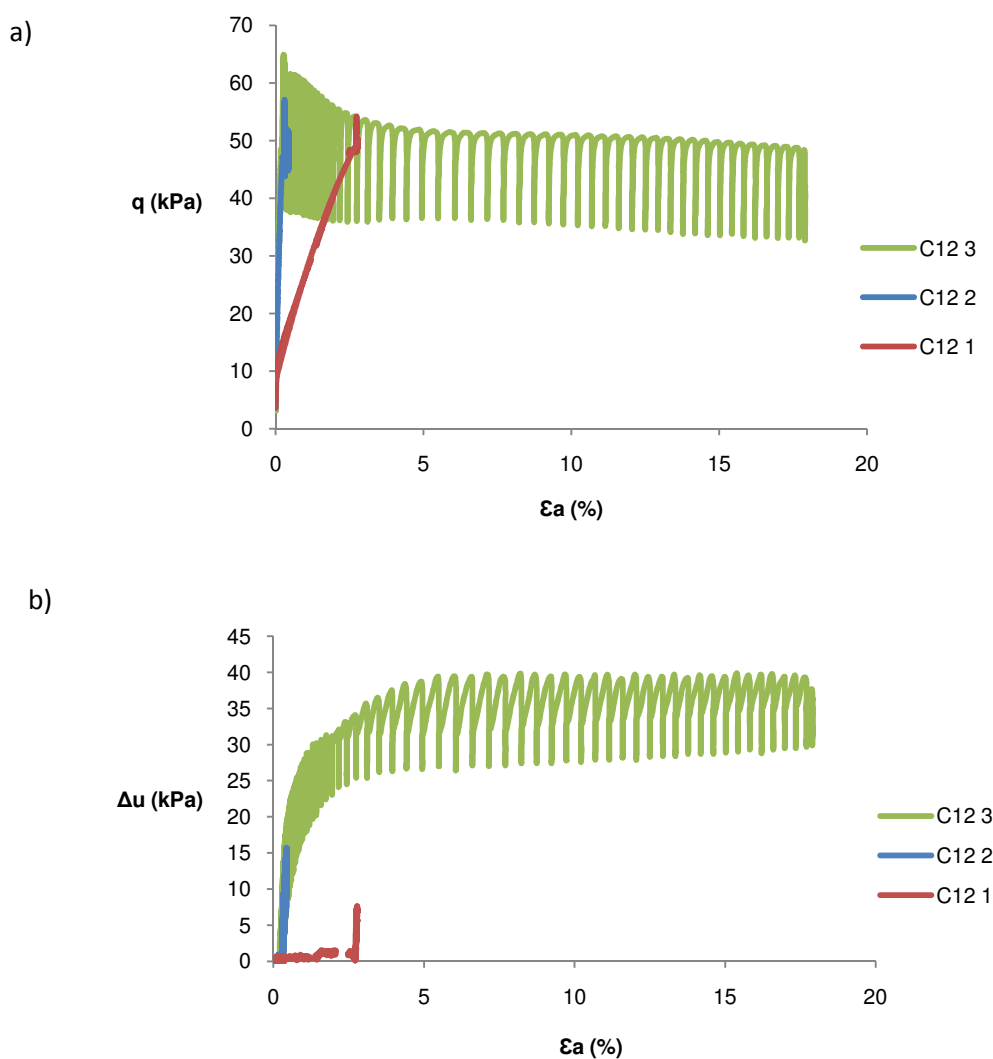


Fig. 5.33– Ensaio cíclico com 1% de cimento e $\sigma'_{h0} = 50$ kPa a) Relação entre tensão de desvio q e deformação axial ϵ_a ; b) Relação entre excesso de pressão neutra Δu e deformação axial ϵ_a .

Este último conjunto de ensaios (designado comumente por ensaio múltiplo) pode ser considerado válido porque o nível de carga utilizado no primeiro e segundo teste não chegou para plastificar a amostra de solo que apresentou deformações irrelevantes ao ser carregada.

Pode-se portanto concluir que, com a adição de apenas 1 % de cimento, é praticamente impossível que ocorra o fenómeno de liquefacção neste tipo de material para sismos correntes.

5.4 ENSAIOS NÃO CONCLUÍDOS

5.4.1 ENSAIOS MONOTÓNICOS

Como fora enunciado anteriormente, nem todos os ensaios triaxiais monotónicos foram concluídos. Dos inicialmente idealizados, apenas três foram apresentados neste capítulo. No caso do ensaio E2, ocorreu um erro ao programar a fase de saturação. Deste erro resultou uma pressão BP superior a 500 kPa, alterando as condições idealizadas no âmbito deste estudo.

Em relação ao ensaio E3, o provete apresentou algumas deficiências logo após a sua moldagem, devido ao processo de constituição por *moist tamping* que não fora uniformemente realizado. Desta forma, optou-se por anular este ensaio já que, provavelmente, este não chegaria intacto até à fase de corte.

Ao longo do ensaio E6, detectou-se uma fuga de água. Esta deveu-se a um fio traçado que comunicava entre o exterior da câmara com o transdutor interno de medição de deformação. Foi durante a fase de saturação da amostra que a maior quantidade de água escapou, não se conseguindo por esse motivo manter a pressão desejada no interior da célula, motivo pelo qual o ensaio não foi concluído.

Existiram ainda problemas com um dos transdutores colocado junto a uma das saídas da câmara durante o ensaio E7. Este, servia para controlar a pressão induzida na amostra, no entanto, no decorrer do ensaio, os valores indicados não eram os reais, enviando os valores errados ao computador que controlava automaticamente os incrementos de pressão.

No ensaio E9 verificou-se, ainda durante a fase de percolação, que existia uma troca de água entre a amostra e a célula causada por um furo na membrana, facto que impossibilitaria o decorrer normal do ensaio. Desta forma, e por este ser um ensaio com adição de cimento, deixou-se a amostra durante um dia a ganhar presa para, em seguida, se proceder a um esvaziamento da câmara e uma troca da membrana. Feita a substituição, foi possível continuar o ensaio sem mais incidentes.

É ainda de referir que, inicialmente, foram utilizados três transdutores internos de medição de deformação, um radial e dois axiais. No entanto, o radial foi abandonado a partir do terceiro ensaio monotónico já que, devido à grande deformação sofrida pela amostra, este não apresentava capacidade de acompanhar o movimento nele imposto durante todo o ensaio.

5.4.2 ENSAIOS CÍCLICOS

Dos ensaios triaxiais cíclicos sem adição de cimento inicialmente apresentados, apenas foram reportados os resultados de quatro. Na realidade, ocorreram alguns contratempos em diversos ensaios. O primeiro não concluído foi o C4 onde, no início da fase de corte, o êmbolo da prensa caiu na fase de pré carga, acabando mesmo por esmagar o provete que se encontrava no interior da câmara.

Seguiu-se o ensaio C5. Neste caso, ao proceder à fase de saturação, o pistão que se situa no interior do GDS que controlava a pressão CP, soltou-se do restante mecanismo, originando o não funcionamento

no aparelho apesar do aparente movimento deste. Relembra-se que, durante a fase de saturação da amostra, foram utilizados dois GDS's em paralelo, um para a pressão CP e outro para a BP. O resultado desta avaria foi o aumento da pressão BP sem que a diferença entre CP e BP se mantivesse, isto é, a pressão no interior do provete tornou-se maior que a pressão da célula, acabando a mostra por se estragar.

Já no ensaio C6, tudo decorreu conforme previsto, havendo apenas o problema já anteriormente descrito nos ensaios cuja tensão de confinamento era de 20 kPa. Neste caso, ao aplicar a consolidação anisotrópica, a amostra rompeu. Inicialmente, pensou-se que seria devido à velocidade de aplicação de carga ser demasiado elevada, mas, ao repetir o ensaio com C8 com uma velocidade substancialmente menor, ainda assim se mantinha o mesmo problema.

Na montagem do ensaio C9, ao colocar as pressões iniciais na câmara verificou-se que havia uma grande troca de água entre a amostra e a célula, chegando-se à conclusão que a membrana utilizada para a montagem do provete estaria furada, não se podendo portanto prosseguir com o ensaio.

Durante o ensaio com cimento C11 na fase de corte, houve ainda um problema com a célula de carga. Esta, não aparentava estabilizar em nenhum valor não se conseguindo por isso iniciar o corte. No entanto, por a amostra ter sido preparada com a adição de 2% de cimento, foi possível esvaziar a câmara, removê-la da prensa e proceder à troca da célula de carga por uma outra sem que a amostra se danificasse. Depois de fechada a câmara, procedeu-se à repetição de todos os procedimentos seguidos ao longo do ensaio sendo então possível realizar-se o corte desta amostra.

6

CONCLUSÕES

De forma a melhor compreender as causas de rotura de certas barragens de contenção de resíduos da indústria mineira, estudou-se o comportamento de um material inerte cujas propriedades físicas que se assemelham bastante àquelas que resultam do processo de extracção de minas.

Esta tese enquadra-se num estudo já iniciado anteriormente pela doutoranda Jucélia Bedin da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, e pretende quantificar o risco de ocorrência do fenómeno de liquefacção, tanto em carregamentos estáticos como em solicitações cíclicas, em particular as associadas a eventos sísmicos. Para isso, recorreu-se a ensaios triaxiais monotónicos e cíclicos, munidos de instrumentação muito precisa e do registo das velocidades de propagação de ondas sísmicas.

Foram realizados 25 ensaios triaxiais estáticos e cíclicos, não tendo sido, contudo, todos concluídos. Todos os ensaios seguiram a mesma metodologia para a sua execução, passando, inicialmente, por uma fase de preparação das amostras visando a obtenção de determinados índices de vazios e teores em água, seguindo-se a montagem dos provetes através da técnica *moist tamping*. Estando a montagem concluída, procedeu-se à remoção da fase gasosa da amostra, recorrendo, inicialmente, à percolação dos provetes com água. Terminando a percolação, introduz-se elevadas pressões que induzem a dissolução de todas as partículas de ar restantes no interior do provete, dando-se assim o processo de “total” saturação das amostras. Deu-se então o processo de consolidação, isotrópica no caso de ensaios monotónicos e anisotrópica nos ensaios cíclicos, passando-se finalmente para a fase de corte estático e cíclico, em condições não drenadas consistindo no carregamento vertical da amostra monotónica e ciclicamente, respectivamente, e ainda dois ensaios de corte monotónico em condições drenadas.

Para além dos ensaios que pretendiam observar o comportamento natural do material, foram ainda realizados mais quatro ensaios com adição de cimento em duas quantidades, de forma a verificar as diferenças que uma possível adição de agentes cimentícios traria para a estabilidade do maciço. Estes ensaios foram ensaiados aos sete dias para permitir o ganho de presa do cimento.

Com base nos resultados obtidos dos ensaios triaxiais monotónicos, verificou-se a possibilidade da ocorrência do fenómeno de liquefacção estática neste tipo de solos, caracterizados por serem essencialmente constituídos por finos. Neste caso, a facilidade com que a amostra liquefaz depende sobretudo da tensão efectiva média de confinamento inicial da amostra, que quanto maior, mais

resistência confere ao provete, mesmo que os pontos do estado de tensão *in situ* estejam todos situados na linha normalmente consolidada (LNC). Na prática, isto traduz-se no aumento da profundidade a que se encontraria o solo em condições reais: quanto mais superficial a camada, mais facilmente se verifica o fenómeno de liquefacção.

Esta última conclusão é também verdadeira à luz dos resultados dos ensaios triaxiais cíclicos, já que, se pode associar o aumento da tensão efectiva média de confinamento inicial ao aumento do número de ciclos necessários para a ocorrência do fenómeno de liquefacção. No entanto, verifica-se que este número de ciclos é muito mais elevado, pelo que dificilmente se observaria liquefacção cíclica perante um sismo real.

No entanto, ao adicionar uma pequena quantidade de cimento às amostras, é notável o aumento de estabilidade que esta proporciona. Verificou-se que, com 2% de cimento, a resistência da amostra obtida a partir dos ensaios monotónicos com uma tensão efectiva média de confinamento inicial de 50 kPa, aumentou cerca de 6 vezes. Analogamente, a resistência à mobilidade cíclica sofreu um grande aumento com a adição de 2% de cimento, já que não liquefez ao fim de 1000 ciclos nas condições impostas, contrariamente ao que aconteceu à amostra sem adição de cimento que, nas mesmas condições, liquefez passados 97 ciclos. Desta forma, procedeu-se a um ensaio com adição de 1 % de cimento e com as mesmas condições dos ensaios anteriores. Também neste caso não se verificou liquefacção ao fim de 1000 ciclos de carga e descarga, tendo-se conseguido levar a amostra à rotura por liquefacção aplicando uma força quatro vezes superior àquela que seria esperada num evento sísmico dito “normal”.

Quanto à medição das velocidades de propagação de ondas sísmicas, também neste estudo, se verificou a aplicação destas como forma viável de avaliação do grau de estabilidade de um maciço, já que, como se pode verificar, há uma queda abrupta dos valores registados quando a amostra se aproxima do colapso.

7

DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

De forma a melhor complementar os estudos até agora realizados, é indispensável avaliar a influência de cargas cíclicas horizontais, já que, até ao momento, foram apenas realizados ensaios com cargas oscilatórias verticais. Para isso, é necessário recorrer a uma mesa sísmica de acção vibratória horizontal (disponível no Laboratório de Estruturas da FEUP), ou a sistemas triaxiais com possibilidade de acção cíclica vertical e radial ou ainda em equipamentos não disponíveis na FEUP, como sejam, a coluna ressonante, o triaxial torcional cíclico, ou ainda o cilindro oco (*hollow cylinder*), disponíveis noutras instituições com que a FEUP mantém projectos conjuntos.

Neste trabalho foram realizados ensaios com uma pequena gama de índices de vazios. A avaliação da influência dos diversos estados de compacidade na liquefacção de solos traria uma vantagem para a melhor compreensão do fenómeno.

Também a influência da adição de agentes cimentícios pode ser aprofundada, quer a nível da relação quantidade/benefício do agente, quer a nível da composição deste. Neste estudo, foram apenas testadas amostras com cimento Portland, no entanto, é possível encontrar outros aditivos que poderão, eventualmente, funcionar neste caso, como o calcário.

A realização de ensaios sísmicos *in situ* constituiriam também uma mais-valia para este estudo, já que permitiriam compreender a variação das velocidades de propagação das ondas sísmicas distorcionais na sensibilidade do risco de liquefacção nestes rejeitos da indústria mineira.

BIBLIOGRAFIA

- Andrus, R. D., Stokoe, K. H., (1999), *A Liquefaction Evaluation Procedure Based on Shear Wave Velocity*. Wind and Seismic Effects. U.S./Japan Natural Resources Development Program (UJNR). Tsukuba, Japão. pp. 409.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H., (1997), *Liquefaction Resistance Based on Shear Wave Velocity*. Proc., NCEER Workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, Nat. Crt. for Earthquakeengineering res. State University of New York at Buffalo. Pp. 89 – 128.
- Bedin, J. (2010). *Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração*. Qualificação de doutoramento, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Carneiro, A., (2009). *Parâmetros chave de controlo do comportamento resiliente de saibros estabilizados com cimento – Estudo Laboratorial em ensaios triaxiais cíclicos*. Dissertação de Mestrado Integrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.
- Castro, G., Poulos, S. J. (1977). *Factors affecting liquefaction and cyclic mobility*. ASCE, Geotechnical Engineering division 103 (6), pp. 501 – 516.
- Coelho, P. A. L. de F. (2007). *In situ densification as a liquefaction resistance measure for bridge foundations*. Dissertação de doutoramento, Departamento de Engenharia da Universidade de Cambridge.
- Costa, C.F.G. (2009). *Desenvolvimento de um sistema de monitorização e controlo para ensaios triaxiais de solos*. Dissertação de Mestrado Integrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.
- Eurocode 8. (2002). *Design provisions for earthquake resistance of structures*. EC8, Final draft, European Prestandard.
- Faccioli, E., Paolucci, R., (2005). *Elementi de sismologia applicata all'ingegneria*. Pitagora, Itália.
- Ferreira, C. (2003). *Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoeléctricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes. Avaliação da Qualidade da Amostragem em Solos Residuais*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.
- Fonseca, M.A.G. (2009). *Derivação em triaxial cíclico de parâmetros de estado e de acção sísmica que induziram liquefacção de areias dunares num sismo em Argel. Sensibilidade das velocidades onda como índice de risco*. Dissertação de Mestrado Integrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.
- Hardin, B.O. & Drnevich, V.P. (1972). *Shear modulus and damping in soils: design equations and curves*. /Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 98, Nº 1, pp. 33-65.
- Hardin, B.O. & Richart, F.E., Jr. (1963). *Elastic wave velocities in granular soils*, /Journal of Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 89, Nº 1, 33-65.
- Hardin, B.O. (1978). *The nature of stress-strain behaviour of soils*, /Proceedings of the Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference. ASCE, Pasadena, California, Vol. 1, pp. 3-89.
- Jefferies, M., Been, K. (2006). *Soil liquefaction. A critical state approach*. Taylor & Francis. Estados Unidos da América e Canadá.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Inc., Upper Saddle. New Jersey.

Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Robertson, P.K. (2004). *Evaluating Soil Liquefaction and Post-earthquake deformations using the CPT. /Keynote Lecture. Geotechnical & Geophysical Site Characterization/*. Ed. A. Viana da Fonseca & P.W.Mayne. Vol. 1, pp. 233-249. Millpress, Rotterdam.

Rocha, J., (2010). *Definição de condições de liquefacção em triaxial à luz da teoria dos estados críticos e avaliação de risco por razão de velocidades de ondas sísmicas numa areia dunar*. Dissertação de Mestrado Integrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para o dimensionamento de fundações directas*. Dissertação de doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Youd, T. L., et al. (2001). *Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Outubro de 2001. pp. 817-833